



**UNIVERSIDAD DE CHILE**  
**FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE MINAS**

**EVALUACIÓN DE HERRAMIENTAS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD  
FÍSICA DE UNA PRESA DE RELAVES ESPESADOS**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL DE MINAS**

FELIPE ANDRÉS GUTIÉRREZ SEPÚLVEDA

PROFESOR GUÍA  
JAVIER VALLEJOS MASSA

MIEMBROS DE LA COMISIÓN  
FELIPE OCHOA CORNEJO

CÉSAR PASTÉN PUCHI

SANTIAGO DE CHILE  
2017

# RESUMEN

---

## **RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR**

**AL TÍTULO DE:** Ingeniero Civil de Minas

**POR:** Felipe Andrés Gutiérrez Sepúlveda

**FECHA:** Octubre 2017

**PROFESOR GUÍA:** Javier Vallejos Massa

El objetivo de esta memoria es analizar la estabilidad física de una presa de relaves espesados ante sollicitaciones estáticas y sísmicas mediante el uso de herramientas empíricas, de equilibrio limite y modelamiento numérico.

Para llevar a cabo el estudio, se selecciona una geometría y parámetros geotécnicos de los materiales de construcción representativos de una presa de relaves espesados.

Para el caso de estudio definido, se realiza el análisis de estabilidad física estática, pseudo-estática, y dinámica, en softwares comerciales de equilibrio limite (SLIDE v7.0) y de elementos finitos (RS2 v9.0) y diferencias finitas (FLAC<sup>3D</sup> v5.00). En el caso del software RS2 se considera un amortiguamiento Rayleigh, mientras que, en el software FLAC<sup>3D</sup> se considera un amortiguamiento de tipo hysterético Hardin-Drnevich.

Para el caso sísmico se considera un registro de aceleraciones sintético que representa a un sismo de diseño de momento magnitud,  $M_w=8.8$ , cuya aceleración máxima a nivel superficial (PGA) es de 0.45g.

Para esta sollicitación sísmica, se procede a comparar los resultados de los métodos empíricos, equilibrio limite y modelamiento numérico con respecto a los factores de seguridad, modo de falla, aceleración de respuesta, y desplazamientos, según corresponda. El objetivo de este análisis es establecer similitudes y diferencias entre las distintas herramientas y metodologías.

Los resultados de los análisis estáticos mediante equilibrio limite y modelamiento numérico indican que el modo de falla del muro de contención corresponde a deslizamientos superficiales con factores de seguridad que varían entre 1.8 a 2.0

Con respecto al análisis sísmico, se encuentran asentamientos similares a nivel de la cresta del muro obtenidos mediante los softwares RS2 y FLAC<sup>3D</sup>. Adicionalmente, estos asentamientos son comparados con fórmulas empíricas (Swaissgood) entregando valores consistentes. Por último, los métodos simplificados de bloque deslizante (Newmark, Gibson) estiman desplazamientos de baja magnitud en comparación a las formulas empíricas y modelamiento numérico.

# ABSTRACT

---

## **ABSTRACT OF THE THESIS TO OBTAIN THE**

**GRADE OF:** Mining Engineer

**BY:** Felipe Andrés Gutiérrez Sepúlveda

**DATE:** October 2017

**THESIS ADVISOR:** Javier Vallejos Massa

The aim of this thesis is to analyze the physical stability of a thickened tailings dam under static and seismic solicitations using empirical relations, limit equilibrium and numerical modeling.

To carry out the study, a geometry and geotechnical parameters are selected for the construction materials, which are representative of a thickened tailings dam.

For the case study defined, static, pseudo-static and dynamic physical stability analysis are performed by using commercial software of limit equilibrium method (SLIDE v7.0), finite element (RS2 v9.0) and finite difference (FLAC<sup>3D</sup> v5.00) methods. In the case of software RS2 a Rayleigh damping is considered whilst in FLAC<sup>3D</sup> software a hysteretic damping Hardin-Drnevich is used.

For the seismic case it is considered a synthetic acceleration registry which represents a design earthquake of moment magnitude,  $M_w=8.8$ , whose maximum acceleration at surface (PGA) is 0.45g.

For this seismic solicitation, the results of empirical methods, limit equilibrium and numerical modeling are compared with respect to factors of safety, failure mode, response acceleration and displacements as appropriate. The aim of this analysis is to establish similarities and differences among the different tools and methodologies.

The results of static analysis with limit equilibrium and numerical modeling show that the failure mode of the contention wall corresponds to surface landslides with factors of safety ranging from 1.8 to 2.

Regarding seismic analysis, there were similar settlements at the crest of the embankment with the software's RS2 and FLAC<sup>3D</sup>. Additionally, these settlements are compared with empirical relations (Swaissgood) giving consistent values. By last, the simplified methods based on sliding block (Newmark, Gibson) estimate displacements of low magnitude in comparison to empirical relations and numerical modeling.

*The two most important days in your life are the day you are born and the day you find out why. –Mark Twain*

## AGRADECIMIENTOS

---

A mi familia cercana, especial a mi madre por todo el amor y apoyo durante todos estos años. A mis hermanos por ser tan buenos hermanos. A mi padre, por su apoyo moral.

A mis amigos, los cabros de Escorinthians por su buena onda.

Al laboratorio de geomecánica por las discusiones en torno a los temas de la memoria y otras conversaciones más poco serias.

Agradezco también al profesor Vallejos por introducirme al modelamiento numérico, aceptarme como memorista, y darme un tema desafiante del cual he aprendido, y sigo aprendiendo mucho.

A los profesores Pastén y Ochoa por su excelente disposición a reunirme con ellos y feedback.

Agradecimientos al profesor Montes-Atenas, por ser jugado con todo el alumnado de Minas y siempre ayudar a todos.

A la escuela de 'Ingeniería' por todo lo entregado: lo bueno y malo.

# TABLA DE CONTENIDO

---

Resumen .....	I
Abstract.....	II
Agradecimientos .....	IV
Capítulo 1 Introducción .....	1
1.1 Objetivos generales .....	2
1.1.1 Objetivos específicos .....	2
1.1.2 alcances.....	2
1.2 Descripción de capítulos.....	3
Capítulo 2 Revisión bibliográfica .....	4
2.1 Depósitos de Relaves .....	4
2.1.1 Métodos de construcción .....	4
2.1.2 Revancha operacional (freeboard) .....	7
2.2 Tipos de relaves .....	7
2.2.1 Ventajas y desventajas de relaves espesados versus relave convencional.....	8
2.3 Terremotos de diseño .....	9
2.3.1 Maximum credible earthquake (MCE) .....	9
2.3.2 Safety evaluation earthquake (SEE).....	9
2.3.3 Operating basis earthquake (OBE) .....	9
2.3.4 Normativa chilena .....	10
2.4 Comportamiento de suelos no cohesivos .....	10
2.4.1 Resistencia drenada de suelos .....	10
2.4.2 Comportamiento no lineal de suelos (Kramer, 1996).....	11
2.4.3 Dilatancia .....	13
2.4.4 Comportamiento drenado de suelos no-cohesivos: Reducción módulo de corte y amortiguamiento .....	13
2.4.5 Amortiguamiento .....	13
2.5 Mecanismos de falla de presas de relaves .....	18
Capítulo 3 Estabilidad física de presas de relave .....	20
3.1.1 Factor de seguridad .....	20
3.1.2 Equilibrio límite.....	21
3.1.3 Método de Elementos finitos RS2 .....	25
3.1.4 Método de Diferencias finitas FLAC (Fast Lagrangian Analysis of the Continua). ....	26

3.1.5 Teoremas análisis límite: Lower and Upper Bound (FLAC) .....	29
3.1.6 Análisis pseudoestático.....	30
En este caso, el stress normal y de corte en el plano de falla quedan dados por:.....	33
3.1.7 Métodos empíricos/analíticos .....	34
3.1.8 Análisis dinámico .....	38
3.2 Criterios de aceptabilidad de diseño .....	39
3.2.1 Desplazamientos sísmicos admisibles .....	41
Capítulo 4 Metodología de Modelamiento Numérico .....	42
4.1 Diseño modelo de presa de relaves espesados adoptada .....	43
4.2 Caracterización de materiales en presa de relaves .....	45
4.3 Procedimiento de trabajo con SLIDE .....	46
4.4 Procedimiento de trabajo con RS2 .....	47
4.5 Procedimiento de trabajo con FLAC3D.....	47
4.6 Consideraciones simulación dinámica (RS2-FLAC3D) .....	48
4.6.1 Modelación situación pre-sismo o estado in situ.....	48
4.6.2 Señal dinámica en base de modelo .....	48
4.6.3 Condiciones de borde dinámicas .....	50
4.6.4 Tamaño de malla y transmisión de ondas .....	53
4.6.5 Caracterización sismo de diseño.....	55
4.6.6 Amortiguamiento .....	56
4.6.7 Deconvolución de la señal sísmica .....	57
Capítulo 5 Resultados simulaciones estáticas y pseudoestáticas .....	62
5.1 Caso estático equilibrio límite .....	62
5.2 Casos pseudoestáticos : equilibrio límite .....	63
5.2.1 Coeficiente de Saragoni ( $k=0.14$ ) .....	64
5.2.2 Coeficiente de Marcuson ( $k=0.23$ ).....	65
5.2.3 Coeficiente de Noda y Uwave ( $k=0.25$ ) .....	66
5.3 $K_y$ Spencer (SLIDE) .....	67
5.4 Simulaciones estáticas por FEM (RS2).....	68
5.5 Simulaciones pseudoestáticas por FEM mediante SRF (RS2) .....	70
5.5.1 Caso $k_h=0.14$ (Fórmula de Saragoni) .....	70
5.5.2 Caso $k_h=0.23$ (Fórmula de Marcuson).....	71
5.5.3 Caso $k_h=0.25$ (Noda-Uwave).....	73
5.6 Simulaciones estáticas por FDM (FLAC <sup>3D</sup> ) .....	75

Capítulo 6 Resultados simulaciones dinámicas.....	77
6.1 Simulación con FEA RS2 .....	77
6.2 Simulación dinámica con FDM FLAC <sup>3D</sup> .....	83
6.3 Desplazamientos por procedimientos simplificados .....	92
6.3.1 Newmark (SLIDE) .....	92
6.3.2 Jibson .....	93
6.3.3 Swaissgood.....	94
Capítulo 7 Análisis y comparaciones de resultados .....	95
7.1 Comparaciones simulaciones estáticas .....	95
7.2 Comparaciones simulaciones pseudoestáticas.....	97
7.3 Discusión sobre simulaciones pseudoestáticas y dinámicas.....	98
7.4 Comparaciones dinámicas.....	99
7.5 Desplazamientos empíricos y simulaciones dinámicas.....	101
7.6 Carta de desempeño métodos utilizados .....	103
Capítulo 8 Discusión final.....	106
8.1 Conclusiones.....	110
8.2 Recomendaciones.....	111
Bibliografía.....	112
Anexos.....	118

## Índice de figuras

Figura 1 Construcción del método de aguas abajo. Mittal y Morgenstern (1976) .....	5
Figura 2 Construcción de presa de relaves por método del eje central. Mittal y Morgenstern (1976) .....	6
Figura 3 Construcción por método aguas arriba. Mittal y Morgenstern (1976).....	6
Figura 4 Sección típica de presa de relaves convencional. Se especifica el sistema de drenaje, la laguna de aguas claras, y la segregación arena-lama .....	8
Figura 5 Sección de una presa de relaves espesados. La deposición de éstos aguas arriba, provoca ángulos en los relaves que van desde 1% a 3% típicamente.....	9
Figura 6 Relación entre resistencia peak, softened y residual. (Fell, McGregor, Stapledon, Bell, Foster;2015) .....	11
Figura 7 Módulo tangente y secante de corte en un loop histerético (Kramer, 1996) .....	12
Figura 8 Elemento dilatado debido a esfuerzo de corte, corresponde a un comportamiento plástico. (Salgado, 2007) .....	13
Figura 9 Comportamiento del amortiguamiento de Rayleigh con la frecuencia. Se observa la influencia de los factores alfa y beta. (Clough & Penzien, 1993) .....	14
Figura 10 Módulo de corte secante y amortiguamiento como función de la deformación de corte. (Assimaki,2000). .....	16
Figura 11 Diagrama de cuerpo libre para una dovela. Método de Spencer .....	23



Figura 12 Talud infinito y plano de deslizamiento. Duncan, Wright, Brandon (2014). Soil Strength and Slope Stability. ....	24
Figura 13 Ciclo de cálculo explícito básico (Itasca, 2004) .....	26
Figura 14 Modelo de un talud mediante SRM en RS2. Se visualizan los diferentes escenarios de SRF. Cada escenario se va generando luego de la no convergencia del escenario previo. .	28
Figura 15 Enfoque Pseudoestático para análisis de estabilidad. (Melo y Sharma, 2004) .....	30
Figura 16 Diagrama de cuerpo libre para una cuña sometida a fuerzas pseudoestáticas .....	31
Figura 17 Talud infinito y plano de deslizamiento sometido a fuerza pseudoestática proporcional a k. Duncan, Wright, Brandon (2014). Soil Strength and Slope Stability.....	33
Figura 18 Analogía entre la masa potencial deslizante del talud (a) y el bloque resistiendo en el plano inclinado (b). Kramer Steven L., (1996). .....	35
Figura 19 Cálculo de desplazamientos permanentes por el método de Newmark. Wilson y Keefer, 1985. ....	36
Figura 20 Diseño de presa de relaves espesados con materiales usados y medidas más importantes. Freeboard=3 metros. ....	44
Figura 21 Configuración para modelo dinámico mediante base rígida .....	49
Figura 22 Configuración para un modelo dinámico considerando Compliant base.....	49
Figura 23 Representación de la condición de borde absorbente. Se observa la representación de los amortiguadores sujetos a un nodo virtual rígido (representado como la superficie pintada).....	50
Figura 24 Representación de la condición de borde de transmisión.....	51
Figura 25 Modelo numérico en FLAC <sup>3D</sup> con condiciones Free-Field. Se observa en celeste los planos que representan esta condición de borde dinámica. FLAC <sup>3D</sup> help, 2017, Itasca Consulting Group. ....	52
Figura 26 Densidad de la malla utilizada en los modelos de FLAC y RS2.....	54
Figura 27 Problema de la señal input y señal de diseño en la superficie.....	57
Figura 28 Procedimiento de deconvolución para compliant base, según Mejia y Dawson (2006). ....	58
Figura 29 Modelo de fundación para simular sismo de diseño en superficie .....	60
Figura 30 Factor de seguridad estático mediante equilibrio límite. Método de Spencer .....	62
Figura 31 Factor de seguridad pseudoestático, considerando fórmula de Saragoni (k=0.14)....	64
Figura 32 Factor de seguridad pseudoestático, considerando fórmula de Marcuson (k=0.23) ..	65
Figura 33 Factor de seguridad pseudoestático, considerando fórmula de Noda y Uwave (k=0.25) .....	66
Figura 34 Contorno del coeficiente de fluencia Ky. Método de Spencer. SLIDE.....	67
Figura 35 Asentamiento gravitatorio para la presa de relaves. (RS2).....	68
Figura 36 Deformación de corte para el caso estático. SRF=1.92.....	69
Figura 37 Desplazamiento total para el caso estático. SRF=1.92 .....	69
Figura 38 Deformación de corte máxima considerando k=0.14.....	70
Figura 39 Desplazamientos máximos, k=0.14 .....	71
Figura 40 Deformación de corte máxima. SRF=1.08.....	72
Figura 41 Contorno de desplazamientos totales, SRF=1.08. Fórmula de Marcuson .....	72
Figura 42 Contorno de máximo desplazamiento de corte. Fórmula de Noda y Uwave.....	74
Figura 43 Contorno de máximo desplazamiento total. Noda y Uwave. K=0.25 .....	74
Figura 44 Modelo de desplazamientos in situ para la presa de relaves. Modelo constitutivo Mohr-Coulomb. ....	75
Figura 45 Desplazamientos obtenidos tomando SRF=2.02. Límite inferior. ....	76
Figura 46 Desplazamientos obtenidos tomando SRF=2.03. Límite superior. ....	76
Figura 47 Mallado y condiciones de borde dinámicas para el modelo en RS2. Compliant Base. Se enumeran tres puntos en la cresta donde se monitorea asentamiento. ....	78
Figura 48 Desplazamientos totales en t=20 [s]. Máximo=60 [cm].....	79

Figura 49 Desplazamientos totales en t=50 [s]. Máximo=2.3 [m] .....	79
Figura 50 Desplazamientos totales en t=100 [s]. Máximo=3.3 [m].....	80
Figura 51 Desplazamientos totales en t=200 [s]. Máximo=3.3 [m].....	80
Figura 52 Contorno de desplazamiento para t=84 [s]. Unidades en [m] .....	83
Figura 53 Contorno de desplazamiento en t=200 [s]. Unidades en [m] .....	84
Figura 54 Contorno de desplazamiento vertical en t=200[s]. Unidades en [m] .....	85
Figura 55 Vista isométrica del contorno de desplazamiento vertical en t=200 [s]. .....	85
Figura 56 Puntos de control en el muro de empréstito durante la simulación dinámica. ....	86
Figura 57 Contorno de deformaciones Newmark, usando SLIDE. El input para este modelo es el sismo de diseño, en unidades de g. ....	92
Figura 58 Porcentaje de asentamiento para el sismo de diseño según Swaissgood.....	94
Figura 59 Stage de SRF=2.27 para el caso estático. Se aprecia que el modo de falla abarca una superficie más grande, involucrando movimiento del material de cantera. ....	118

## Índice de tablas

Tabla 1 Modos de falla en presas de relaves y sus causas (modificado de ICOLD, Boletín 10 .19	
Tabla 2 Condiciones de equilibrio estático satisfechas por los diferentes métodos disponibles. Adaptado de Duncan y Wright (1980) .....	22
Tabla 3 Recopilación de fórmulas para el coeficiente sísmico horizontal según diversos autores. Modificado de Verdugo, R., Campaña, J., Valenzuela, L., (2017). ....	32
Tabla 4 Valores recomendados propuestos para el factor de seguridad, modificado de ANCOLD, 1999. ....	39
Tabla 5 Parámetros geotécnicos de los materiales de la presa de relaves .....	45
Tabla 6 Parámetros elásticos introducidos en los modelos en FLAC <sup>3D</sup> .....	46
Tabla 7 Parámetros promedio de la onda de diseño y tamaño promedio de la malla diseñada para la simulación dinámica .....	54
Tabla 8 Criterios pseudoestáticos analizados y su correspondiente coeficiente sísmico horizontal considerando el sismo de diseño. ....	63
Tabla 9 Resumen de los factores de seguridad estáticos obtenidos por los diferentes softwares .....	95
Tabla 10 Resumen de factor de seguridad pseudoestático y desplazamiento asociado para la superficie de falla con los softwares y fórmula analítica del talud infinito. ....	97
Tabla 11 Asentamientos en cresta y desplazamiento aguas abajo según análisis dinámicos ...	99
Tabla 12 Resumen de desplazamientos obtenidos por procedimientos simplificados .....	101
Tabla 13 Cuadro de referencia sobre desempeño de estabilidad para el estudio de la presente memoria.....	103

## Índice de gráficos

Gráfico 1 Tipos de falla en presas de relaves. Corresponden a 106 casos registrados por USCOLD, UNEP hasta el año 1994. (ICOLD, 2001; Strachan, 2001) .....	19
Gráfico 2 Esquema para estimar asentamiento en la cresta según Swaissgood (2013).....	37
Gráfico 3 Aceleración sismo sintético de diseño, comparado con el sismo filtrado considerando frecuencia de corte=8 .....	55
Gráfico 4 Power Spectrum del sismo de diseño. En rojo se ve el espectro post filtrado. ....	55
Gráfico 5 Amortiguamiento Rayleigh aplicado al modelo dinámico en RS2.....	56
Gráfico 6 Velocidad de diseño del sismo, comparada con la velocidad de respuesta en un modelo de fundación en campo libre. Software RS2. ....	59
Gráfico 7 Medidas de aceleración de respuesta en la superficie de la fundación en el campo libre. FLAC <sup>3D</sup> .....	60
Gráfico 8 Aceleración de respuesta superficial en el modelo de fundación en el campo libre. RS2.....	61
Gráfico 9 Curvas de asentamiento en la cresta del muro de empréstito. Los puntos 1, 2 y 3 son según se especifica en la figura 47. ....	81
Gráfico 10 Aceleración en el punto medio de la cresta del muro de empréstito.....	82
Gráfico 11 Historia de desplazamiento vertical en el punto 2, cresta del muro de empréstito....	86
Gráfico 12 Registros de aceleración tomados en diversos puntos de monitoreo, dados por la figura 56.....	87
Gráfico 13 Desplazamiento vertical del punto 6. ....	88
Gráfico 14 Desplazamiento horizontal para el punto 6, dado por figura 56.....	88
Gráfico 15 Desplazamiento vertical del punto 1. ....	89
Gráfico 16 Desplazamiento horizontal para el punto 5. En el centro del muro.....	90
Gráfico 17 Desplazamiento horizontal del punto 1. ....	90
Gráfico 18 Desplazamiento vertical del punto 5. ....	91
Gráfico 19 Aceleración de diseño al cuadrado versus tiempo. ....	93
Gráfico 20 Historias de asentamiento en la cresta obtenido por análisis dinámico en softwares RS2 y FLAC <sup>3D</sup> . Los puntos están dados en la figura adyacente. ....	100

# Capítulo 1 Introducción

---

La caída de leyes en los minerales de cobre ha obligado a construir embalses de relaves más grandes en Chile, territorio con alta demanda sísmica. Estas presas de relaves deben cumplir estándares de seguridad estrictos para, mantener la estructura geotécnica con desplazamientos admisibles a lo largo de cientos de años.

Los relaves se originan a partir del proceso de flotación de minerales, donde estos son descartados por no tener un contenido de mineral de interés que sea económicamente rentable de recuperar. Debido a que el proceso fisicoquímico de la flotación exige una granulometría determinada, los relaves pueden clasificarse en general como limos y arenas finas (Verdugo, 1997).

Existen básicamente dos grandes metodologías para la construcción de los muros de confinamiento en embalses de relaves. En el método convencional, los relaves son separados por medio de un hidro ciclón y la fracción gruesa de estas arenas, constituye el muro de esta presa. En el caso de relaves espesados, debido a la menor cantidad de agua presente en éstos, los muros de contención son de empréstito, es decir, material de mina combinados con otras arenas.

Respecto a los métodos constructivos, existen tres metodologías clásicas: aguas arriba, aguas abajo y eje central, cada uno con ventajas y desventajas propias. Por lo anterior, la estabilidad de la estructura geotécnica se relaciona con el método constructivo adoptado, así como también los niveles de confinamiento a los que los materiales usados en la construcción sean sometidos, la aislación del muro con membrana impermeable, entre otros.

El presente trabajo recopila las técnicas más usadas para evaluar la estabilidad sísmica de una presa de relaves, específicamente de relaves espesados. Para esto, se han usado herramientas numéricas, como el equilibrio límite (SLIDE), elementos finitos (RS2), y diferencias finitas (FLAC<sup>3D</sup>), así como fórmulas empíricas para estimar desplazamientos. Con estas herramientas se analiza la situación estática de la presa de relaves, así como el análisis pseudoestático para el análisis sísmico. Además, se realiza un análisis dinámico para monitorear la respuesta dinámica de la presa ante un sismo sintético de diseño con aceleración máxima 0.45g y Mw 8.8, utilizando amortiguamientos de Rayleigh e histerético para observar la respuesta no lineal de las arenas con el software de elementos finitos y FLAC<sup>3D</sup> respectivamente. Finalmente, se presentará una carta sobre el desempeño de cada una de las metodologías usadas para evaluar la estabilidad sísmica de la presa bajo análisis, especificando las ventajas y desventajas, así como observaciones y conclusiones en base a las simulaciones, de cada uno de los métodos usados.

## 1.1 OBJETIVOS GENERALES

Los principales objetivos son:

- Presentar una guía de los enfoques utilizados para evaluar la estabilidad física de presas de relaves espesados, centrándose en el modo de falla de talud del muro.
- Analizar y comparar cuantitativa y cualitativamente a través de modelos numéricos y enfoques empíricos, las ventajas, desventajas, concordancias, y discrepancias, entre las metodologías de evaluación de estabilidad en presas de relaves.

### 1.1.1 Objetivos específicos

- Establecer las diferencias en los desplazamientos usando un damping Rayleigh e Histerético en la modelación dinámica de la estabilidad de una presa de relaves.
- Identificar las diferencias entre los desplazamientos obtenidos en el muro de contención de la presa de relaves usando el enfoque pseudoestático, y modelos dinámicos con los métodos de diferencias finitas (FDM) y elementos finitos (FEM).
- Presentar una carta de comparación de los métodos utilizados para definir la estabilidad.

### 1.1.2 alcances

Los alcances de esta memoria hacen referencia a:

- Se hace el estudio de una presa de relaves con características geométricas y geotécnicas definidas. El depósito de los relaves es de relaves espesado, conocida como, TTD (*thickened tailings disposal*).
- Los parámetros geotécnicos y de diseño han sido escogidos de la bibliografía. Esta presa de relaves no es un caso estudio específico.
- La evaluación de la estabilidad corresponde al diseño final de la presa. No se examinan las etapas del proceso constructivo.
- Los modos de falla que serán estudiados se limitan a los que ocurren por esfuerzos de corte y tracción en el muro de confinamiento de la presa. Fenómenos de licuefacción, erosión interna, overtopping, no son parte del análisis.
- El modelo constitutivo, se limita a Mohr-Coulomb.
- Para simular la degradación de la rigidez de las arenas, se ha utilizado un amortiguamiento de tipo histerético Hardin-Drnevich en el código de diferencias finitas, FLAC<sup>3D</sup>.
- La simulación dinámica con RS2 adopta un amortiguamiento tipo Rayleigh, dado que es el único tipo de *damping* que el software provee.
- El muro se asume seco.

## 1.2 DESCRIPCIÓN DE CAPÍTULOS

La presente memoria, se desglosa en ocho capítulos:

**Capítulo 1:** Destaca la importancia de las presas de relaves y el análisis de estabilidad. Define el problema, alcances, y objetivos de esta memoria.

**Capítulo 2:** Se presenta una revisión bibliográfica extensa sobre los métodos de construcción de presas de relaves, características de su diseño, parámetros técnicos y conceptos clave que serán utilizados a lo largo de este trabajo.

**Capítulo 3:** Se presentan las metodologías usualmente empleadas en el análisis de estabilidad física de presas de relaves. Principios del método de equilibrio límite, herramientas numéricas como lo son elementos finitos, diferencias finitas, análisis pseudoestático y dinámico.

**Capítulo 4:** La metodología de trabajo, geometría, parámetros de diseño y suposiciones en los modelos numéricos son presentados en esta sección a modo de explicación de los parámetros adoptados. Se ahonda también en conceptos teóricos del modelamiento numérico para problemas dinámicos.

**Capítulo 5:** Presenta los resultados y la discusión de lo obtenido mediante la modelación numérica para análisis estáticos y pseudoestáticos, con los softwares SLIDE, RS2 y FLAC<sup>3D</sup>.

**Capítulo 6:** Corresponde a la sección de los análisis dinámicos llevados a cabo en los softwares RS2 y FLAC<sup>3D</sup>, así como también se especifican las consideraciones tomadas en el modelamiento numérico de estos casos.

**Capítulo 7:** En este capítulo se discuten y compara el desempeño de todos los softwares sobre la situación de análisis. Finalmente, se presenta la carta resumen del análisis con los métodos utilizados.

**Capítulo 8:** Se discute de manera general todos los análisis hechos en esta memoria, donde luego se desglosan las conclusiones y las recomendaciones para trabajos futuros.

## Capítulo 2 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

---

A continuación, se presentan los principales conceptos teóricos para introducir los conceptos necesarios y utilizados en esta memoria.

### 2.1 DEPÓSITOS DE RELAVES

Se tienen a grandes rasgos dos grandes grupos de depósitos de relaves, estos son los llamados *embalses de relaves* los cuales se caracterizan por tener muros perimetrales construidos con materiales de empréstito con sus respectivos geosintéticos para impermeabilizar el muro. Este es el caso de los llamados depósitos de relaves espesados.

El otro tipo de depósito corresponde a los denominados *tranques de relaves*. En este tipo de estructura, los muros perimetrales están constituidos por medio de una segregación de arenas del propio relave, la que se realiza mediante ciclonaje típicamente en las cercanías del muro de contención.

Existen a grandes rasgos tres metodologías de construcción en presas de relaves, y la diferencia entre ellas radica en cómo el muro de arenas gruesas o empréstito va siendo levantado en las sucesivas etapas constructivas. De esta forma, las tres maneras de construcción son aguas arribas (*upstream*), aguas abajo (*downstream*) y eje central (*centerline*).

#### 2.1.1 Métodos de construcción

De manera general, los métodos de construcción de presas de relave pueden clasificarse en tres categorías bien definidas, que, según necesidades económicas, variables específicas del sitio y disponibilidad de materiales harán factible la construcción de un método sobre otro. Por otro lado, todas estas metodologías constructivas, consideran empezar por un muro de partida o arranque.

La elección del método constructivo es influenciada por diversos factores, entre estos pueden contarse:

- Tipo de relave y características de éste
- Condiciones sísmicas regionales
- Disponibilidad de materiales de construcción
- Costo
- Requerimientos de manejos de agua, entre otros.

### 2.1.1.1 Método aguas abajo

En la técnica de aguas abajo, los relaves ciclados son depositados sobre un dique inicial en la dirección de aguas abajo durante varias etapas de construcción. Por este mismo motivo, esta técnica requiere más material para construir la presa respecto a los otros métodos. Esta metodología fue desarrollada para reducir los riesgos asociados con la construcción aguas arriba cuando es sometida a agitación sísmica. (ICOLD, 2001).

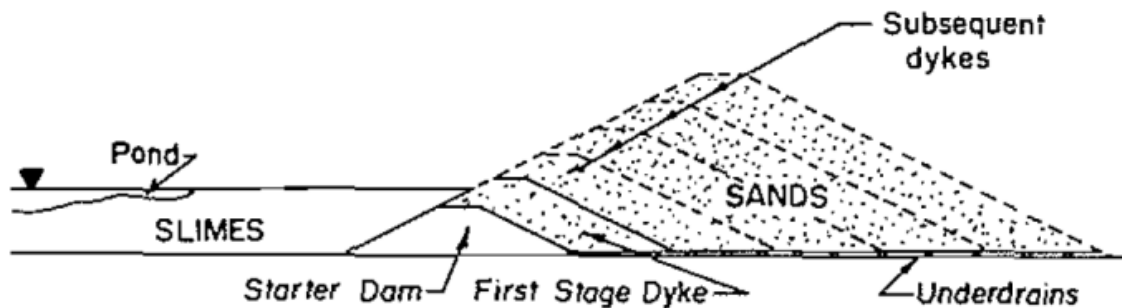


Figura 1 Construcción del método de aguas abajo. Mittal y Morgenstern (1976)

Debido a esta consideración de diseño, el método de aguas abajo es el que presenta mejor estabilidad sísmica y es la vez la metodología constructiva más cara.

### 2.1.1.2 Método del eje central

En el método del eje central la cresta de la presa sigue una dirección vertical durante todas las etapas del levantamiento de la presa (Saad, 2008). Esta metodología de construcción es considerada un punto medio entre los diseños de aguas arriba y aguas abajo. Las presas construidas por eje central son más estables que las hechas por método aguas arriba, y a la vez, no requieren tanto material como las de aguas abajo. (U.S. EPA, 1994)



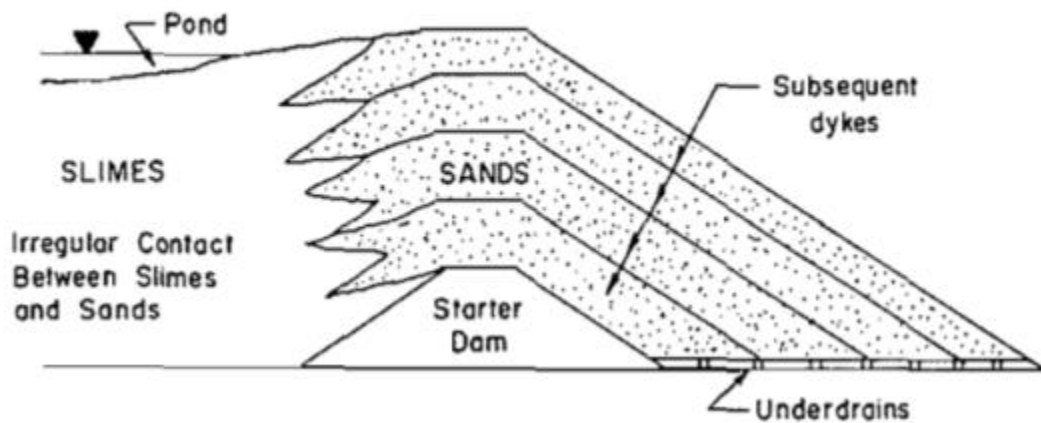


Figura 2 Construcción de presa de relaves por método del eje central. Mittal y Morgenstern (1976)

### 2.1.1.3 Método de aguas arriba

En este tipo de construcción de presas de relave se construye un muro inicial y en las siguientes etapas de levantamiento son depositados los relaves en dirección aguas arriba. Según Martin y Morrison este método es el más económico, pero a la vez el menos favorable en términos de resistencia sísmica. Debido a esto, el nivel freático debería mantenerse lo más alejado posible del muro de contención.

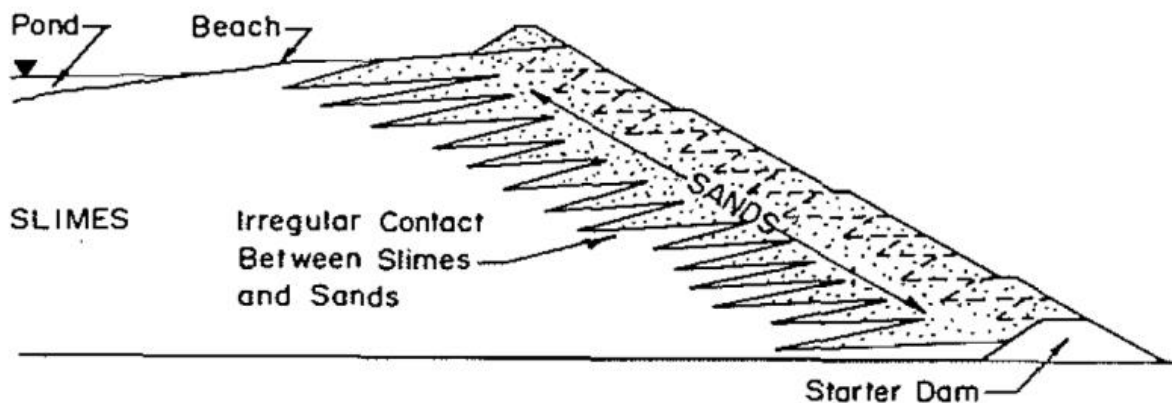


Figura 3 Construcción por método aguas arriba. Mittal y Morgenstern (1976)

Así, a modo de resumen, según Vick (1990), el método de aguas arriba (*upstream*) es el más barato, pero presenta una estabilidad sísmica pobre. El método del eje central es el punto medio, pues no es tan caro como el método de aguas abajo, pero presenta una estabilidad sísmica moderada.

De los métodos constructivos listados, solo el de eje central y aguas abajo son permitidos en Chile según la legislación en proyectos de presas de relaves que se presentan en el SERNAGEOMIN.

### 2.1.2 Revancha operacional (*freeboard*)

La revancha es un parámetro de diseño que corresponde a la distancia vertical entre la cresta del muro de contención y el nivel de los relaves en la parte más cercana a dicho muro. El tamaño mínimo para el *freeboard* analizado de manera individual para cada proyecto. En Chile, la distancia mínima es de 2 metros. La importancia de este criterio de diseño radica en que pretenden disminuir las posibilidades de rebalse del relave hacia fuera y posibles inundaciones que pudieran ocurrir (ANCOLD, 1999; DOME, 1999; Martin y Morrison, 2012). Corresponde a un parámetro que es clave para la aceptación de diseño.

## 2.2 TIPOS DE RELAVES

De acuerdo a la normativa chilena vigente (D.S 248 del Servicio Nacional de Geología y Minería, 2007), los relaves pueden clasificarse de manera general en 3 clases, de acuerdo a su contenido de humedad principalmente y la manera en que son vertidos en el depósito. Se cuentan:

- **Relaves espesados:** este tipo de relaves, previo a la deposición, son sometidos a un proceso de sedimentación donde gran parte del agua que contienen es recuperada. Este tipo de depósitos se construye de modo tal, que se evite que el relave fluya a otras zonas ajenas a su emplazamiento de diseño, y debe tener un sistema de piscinas que recupere el remanente de agua que contiene.
- **Relaves en pasta:** Su consistencia corresponde a una pulpa de alta densidad, y presenta entre 10 y 25% de agua con contenido fino menor a 20 micrones, cuyo contenido en peso es superior a 15%. Corresponde a una situación intermedia entre los relaves espesados y filtrados.
- **Relaves filtrados:** Los relaves antes de ser depositados, son sometidos a un proceso de filtración cuyo objetivo es asegurar que la humedad de éste sea inferior a 20%.

El porcentaje en peso de sólidos para estos diferentes tipos de relaves (de cobre) son entre 20% y 50% para relaves convencionales, y para espesados entre 50% y 75% (Ferrer, 2011). Por otro lado, el chileno Galaz (2011) establece que el porcentaje de sólidos para los relaves espesados está entre 65% y 75%.

## 2.2.1 Ventajas y desventajas de relaves espesados versus relave convencional

La tecnología de relaves espesados otorga beneficios tanto económicos como ambientales. Según Warren y Briony (2006) las ventajas son:

- Aumento de la resistencia del material que se deposita. Esto trae consigo una mejor resistencia de la estructura.
- Minimiza pérdidas económicas al recuperar gran parte del agua que usualmente se pierde por fenómenos de infiltración y evaporación que ocurren en mayor medida en el método convencional.
- Disminución del área del depósito. Debido a la menor cantidad de agua en el relave.

En cuanto a las desventajas, se tienen factores primordialmente económicos, puesto que el transporte de pulpa de alta densidad resulta tener costos más altos comparando al método convencional, además de que este relave espesado es más abrasivo contra las tuberías de transporte. A esto, se agrega que la infraestructura para hacer posible el espesamiento es más costosa. (Jewell, 2006).

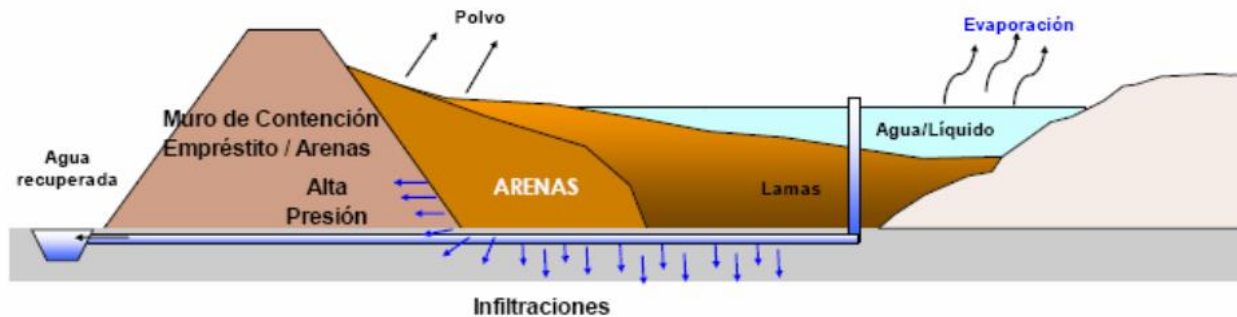


Figura 4 Sección típica de presa de relaves convencional. Se especifica el sistema de drenaje, la laguna de aguas claras, y la segregación arena-lama

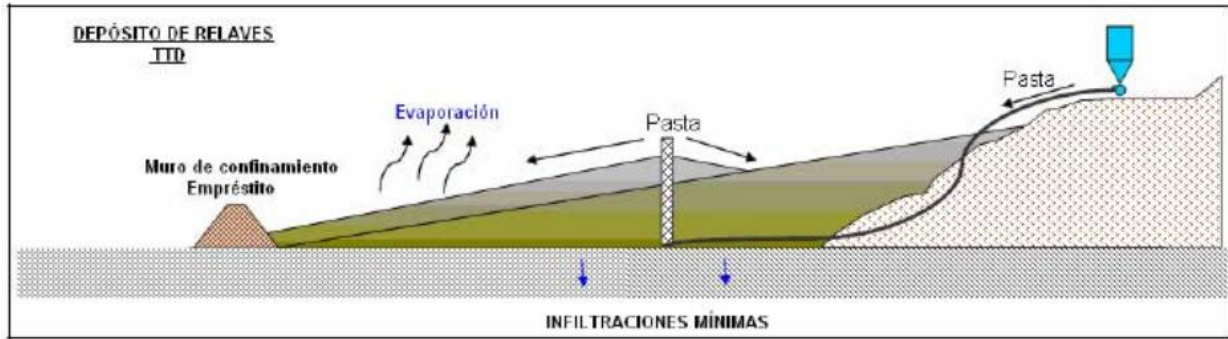


Figura 5 Sección de una presa de relaves espesados. La deposición de éstos aguas arriba, provoca ángulos en los relaves que van desde 1% a 3% típicamente.

## 2.3 TERREMOTOS DE DISEÑO

Dependiendo del nivel de confiabilidad con el que se quiera diseñar una estructura como lo es una presa de relaves, deben ser entendidos ciertos conceptos en relación a los sismos con los que se diseña y su relación con el período de retorno de estos, y probabilidad de excedencia. El boletín de ICOLD (2016), distingue los siguientes tipos de terremotos.

### 2.3.1 Maximum credible earthquake (MCE)

Corresponde al sismo de mayor intensidad que puede ocurrir en una región tectónica determinada dada por el marco sísmico conocido y/o estimado. Su deducción es determinística, pero si esto no es posible, puede estimarse por medio de herramientas probabilísticas. Tiene un período de retorno largo. ICOLD propone 1:10,000 años.

### 2.3.2 Safety evaluation earthquake (SEE)

Es el máximo valor de aceleración con el cual la presa debiera ser analizada o diseñada. Cuando la falla de la presa involucra un gran riesgo para comunidades o ambiente, ICOLD propone usar  $SEE=MCE$ . En caso contrario, se puede utilizar un registro sísmico tal que su período de retorno sea inferior a 1: 10,000.

### 2.3.3 Operating basis earthquake (OBE)

Con sismo de períodos de retorno de 1:145 años. Se admiten daños que sean de reparación rápida y fácil.

### 2.3.4 Normativa chilena

En lo que respecta a la normativa chilena (DS N° 248/06, artículo 14) dice textualmente:

“El sismo de diseño considerado debe obtenerse a partir de las estadísticas de las zonas sismogénicas de la región y estimar la aceleración máxima respectiva en la zona de emplazamiento del depósito”.

De acuerdo al decreto supremo 50, DGA: artículo 1, el sismo de diseño y el sismo máximo creíble quedan definidos como:

“**Sismo de Diseño:** Corresponde al sismo que produce movimientos en el lugar de emplazamiento de alguna obra que, razonablemente se espera ocurra dentro de su vida útil. Su periodo de retorno no será inferior a 475 años. Con este sismo las presas y sus obras anexas podrán experimentar daños menores, pero sin afectar la operación”.

“**Sismo Máximo Creíble:** Corresponde al sismo de mayor magnitud que podrá ocurrir en un sitio, producto de la existencia de alguna falla reconocida o por ubicarse dentro de una determinada región sismotectónica, bajo un determinado marco tectónico. Este sismo es el que produce el máximo nivel de movimientos en el suelo, para el cual una obra será diseñada o evaluada. Con este sismo las presas no deberán experimentar un colapso repentino ni un desembalse descontrolado, pero se aceptarán daños tolerables en sus muros y obras anexas.”

Por otra parte, el Art. 31. Embalse Categoría C (DS 50, DGA): Estudio de Riesgo Sísmico define la aceleración máxima de sismo de diseño y máximo creíble, acelerogramas de sismos chilenos para una magnitud  $M_s \geq 8,5$ .

## 2.4 COMPORTAMIENTO DE SUELOS NO COHESIVOS

El comportamiento sísmico de la presa de relaves, guarda directa relación con los materiales que la constituyen, los cuales corresponden mayoritariamente a arenas.

### 2.4.1 Resistencia drenada de suelos

Existen diversos modelos constitutivos para simular la resistencia al corte de suelos, pasando desde modelos no lineales, a modelos sencillos como lo son Mohr-Coulomb (1776), que corresponde a una relación lineal entre el stress de corte  $\tau$  y el stress normal  $\sigma$ .

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.1)$$

El modelo constitutivo de Mohr-Coulomb muestra un comportamiento lineal elástico y perfectamente plástico. Requiere de 5 parámetros: el módulo de Young  $E$ , la razón de Poisson ( $\nu$ ) que son los parámetros elásticos del geomaterial. Y el ángulo de fricción interna  $\Phi$ , cohesión  $c$  y el ángulo de dilatación  $\Psi$ .

La dependencia del módulo de rigidez respecto al stress confinante medio puede ser considerada con este modelo. Respecto al comportamiento pre falla, se asume comportamiento elástico según la ley de Hook y, por lo tanto, no predice de manera precisa la deformación ocurrida antes de la falla.

La resistencia del suelo puede clasificarse en tres envolventes, dependiendo de los desplazamientos que ha sufrido. A bajos desplazamientos, la resistencia peak es la que gobierna su comportamiento. Cuando los desplazamientos aumentan en magnitud, ocurre reordenamiento de sus partículas trayendo consigo una reducción en la resistencia al corte. Este mecanismo se denomina *softening*. El valor mínimo de resistencia que puede alcanzar el suelo está dado por la envolvente residual de resistencia (Fell, McGregor, Stapledon, Bell, Foster; 2015).

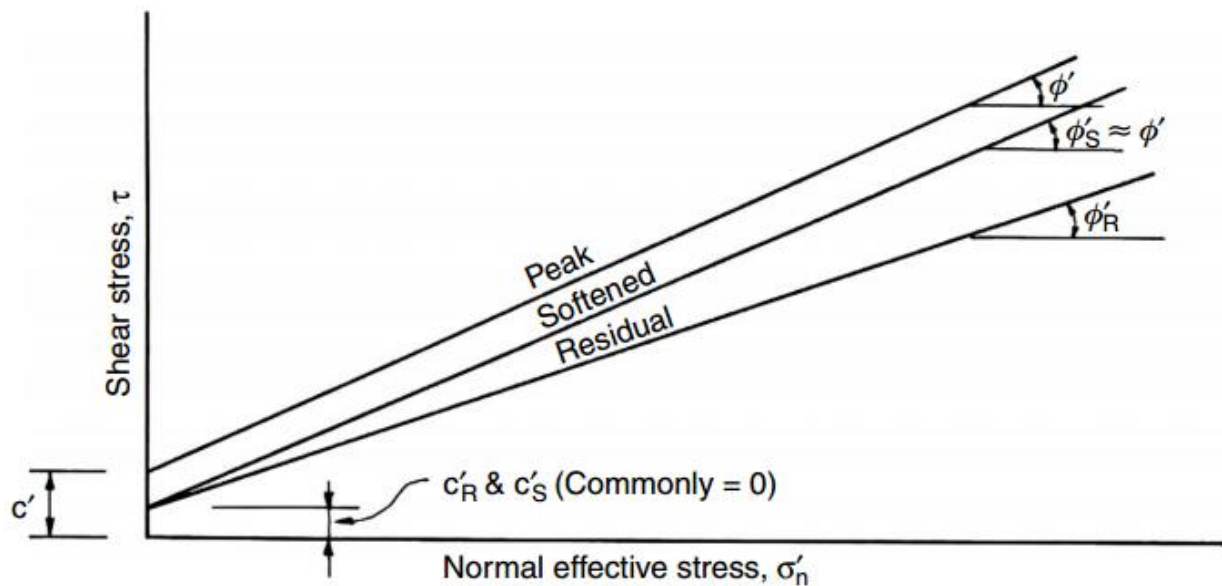


Figura 6 Relación entre resistencia peak, softened y residual. (Fell, McGregor, Stapledon, Bell, Foster;2015)

## 2.4.2 Comportamiento no lineal de suelos (Kramer, 1996)

Un suelo sometido a carga cíclica experimenta un *loop* histerético, que puede ser descrito cualitativamente en términos del camino que éste muestra, y, por los parámetros que describen esta forma. La amplitud del *loop* y su inclinación son dos de sus características más importantes. La inclinación, depende del módulo de la rigidez, la que puede ser descrita en cualquier punto del ciclo por el módulo tangente,  $G_{tan}$ , la cual obviamente está

en constante cambio, pero su valor promedio puede ser expresado a través del módulo secante, esto es,

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (2.2)$$

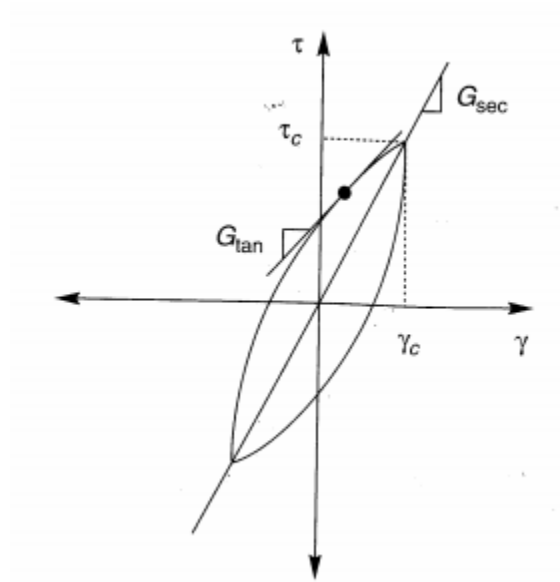


Figura 7 Módulo tangente y secante de corte en un loop histérico (Kramer, 1996)

La amplitud de esta histéresis se relaciona con el área de esta, que es una medida de la energía disipada, conocida como razón de amortiguamiento.

$$\xi = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{loop}}{G_{sec}\gamma_c^2} \quad (2.3)$$

La importancia del valor secante del módulo de corte es que es comúnmente utilizado junto a la razón de amortiguamiento directamente en análisis de respuesta. Este enfoque es conocido como *método lineal equivalente*. En simulaciones no lineales, se toma en cuenta el cambio de G para cada paso de tiempo, por lo que resulta un enfoque más realista.

### 2.4.3 Dilatancia

El ángulo de dilatación es un parámetro geotécnico que controla la cantidad de deformación plástica volumétrica que surge durante el corte plástico. Es asumido como una constante. El valor de dilatación igual a cero, corresponde a un volumen que se mantiene durante esfuerzos de corte. Suelos arcillosos se caracterizan por tener bajos niveles de dilatación (aproximadamente cero); mientras tanto, para las arenas, el ángulo de dilatación suele asumirse como función del ángulo de fricción interna. Por esto, en suelos no-cohesivos cuyo ángulo de fricción es superior a  $30^\circ$ , el ángulo de dilatación puede ser estimado como  $\Psi = \Phi - 30^\circ$ . Se permite incluso que este valor de dilatación tome valores negativos, pero solo para suelos muy sueltos. A pesar de todo lo anterior, comúnmente se adopta  $\Psi = 0^\circ$  y es un supuesto ampliamente aceptado.

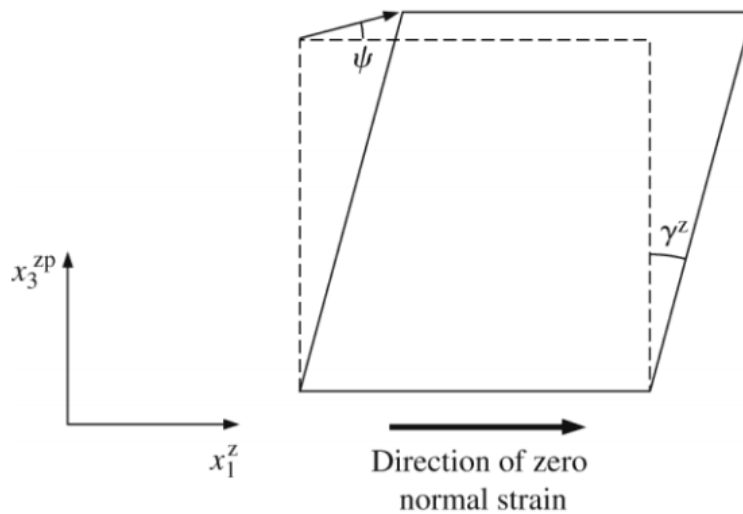


Figura 8 Elemento dilatado debido a esfuerzo de corte, corresponde a un comportamiento plástico. (Salgado, 2007)

### 2.4.4 Comportamiento drenado de suelos no-cohesivos: Reducción módulo de corte y amortiguamiento

### 2.4.5 Amortiguamiento

En todo sistema dinámico, debe existir un parámetro tal, que simule la disipación de energía en el sistema. De lo contrario, dicho sistema se mantendría oscilando indefinidamente al ser sometido a cargas dinámicas. En geomecánica, el amortiguamiento natural es de tipo histerético, esto quiere decir que es independiente de la frecuencia de la señal vibratoria a la que es sometido.



En general, en softwares de modelamiento numérico son usados dos tipos de amortiguamiento. Estos son, el de Rayleigh (RS2), y varias curvas de amortiguamiento histerético (FLAC).

### 2.4.5.1 Amortiguamiento Rayleigh

Puede ser descrito mediante la fórmula matricial:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2.4)$$

Donde C es el llamado amortiguamiento de Rayleigh. M y K son las matrices de masa y rigidez, respectivamente y  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes de proporcionalidad de las matrices anteriores respectivamente.

Para un sistema de múltiples grados de libertad, la razón de amortiguamiento crítico,  $\xi_i$ , a cualquier frecuencia angular del sistema,  $\omega_i$ , puede deducirse a partir de (Bathe y Wilson, 1976):

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (2.5)$$

La razón de amortiguamiento crítico  $\xi_i$ , es también conocida como la fracción de amortiguamiento crítico para el modo i con frecuencia angular  $\omega_i$ . La variación del amortiguamiento en función de la frecuencia angular puede ser visto en la figura 9.

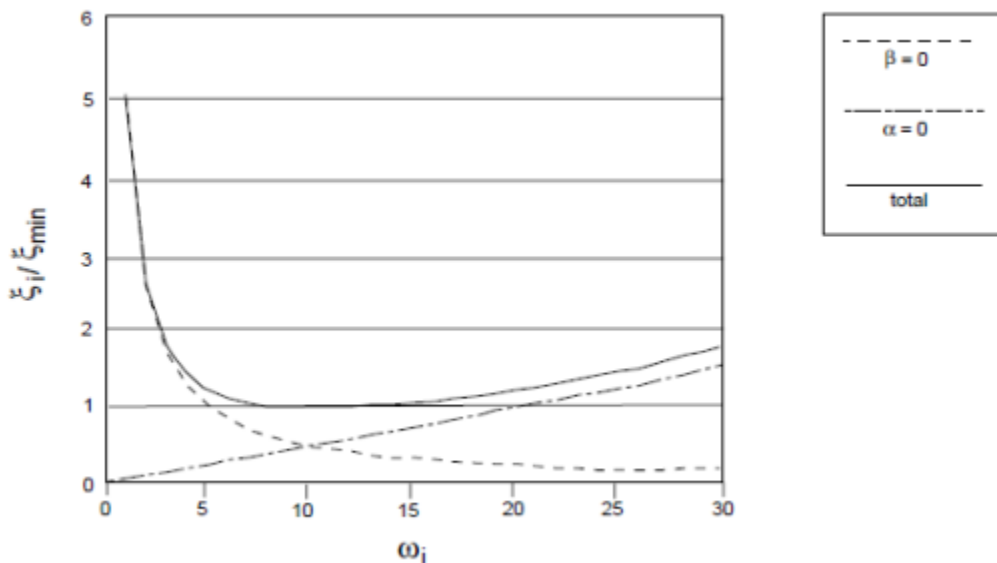


Figura 9 Comportamiento del amortiguamiento de Rayleigh con la frecuencia. Se observa la influencia de los factores alfa y beta. (Clough & Penzien, 1993)

En la figura 9 se muestran las curvas que corresponden a la componente de masa, rigidez, y la suma de ambas. El amortiguamiento proporcional a la masa es dominante a

bajas frecuencias, mientras que el amortiguamiento proporcional a la rigidez domina en frecuencias altas. La curva suma, alcanza su mínimo en los puntos:

$$\xi_i = (\alpha\beta)^{\frac{1}{2}} \quad (2.6)$$

$$\omega_{min} = \left(\frac{\alpha}{\beta}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.7)$$

La frecuencia central definida por

$$f_{min} = \frac{\omega_{min}}{2\pi} \quad (2.8)$$

Esta frecuencia dada por la ecuación 2.8, tiene la particularidad es que es aquel valor en donde la fracción proporcional de masa y rigidez son iguales y corresponden al 50% de la fuerza de amortiguamiento cada una.

Tanto los softwares RS2 como FLAC<sup>3D</sup> ofrecen la opción de incorporar el amortiguamiento de Rayleigh. RS2 permite introducir los valores de  $\alpha$  y  $\beta$ , mientras que en FLAC<sup>3D</sup> se especifica  $f_{min}$  y  $\omega_{min}$ .

### 2.4.5.2 Amortiguamiento histerético

FLAC permite incorporar el efecto de amortiguamiento histerético en modelos dinámicos. A diferencia del amortiguamiento de Rayleigh, este tipo de amortiguamiento también considera el efecto de degradación del módulo de corte ante deformaciones angulares, y, por lo tanto, puede simular de una manera más precisa que los métodos lineales equivalentes el efecto no lineal de los suelos al ser sometidos a cargas cíclicas.

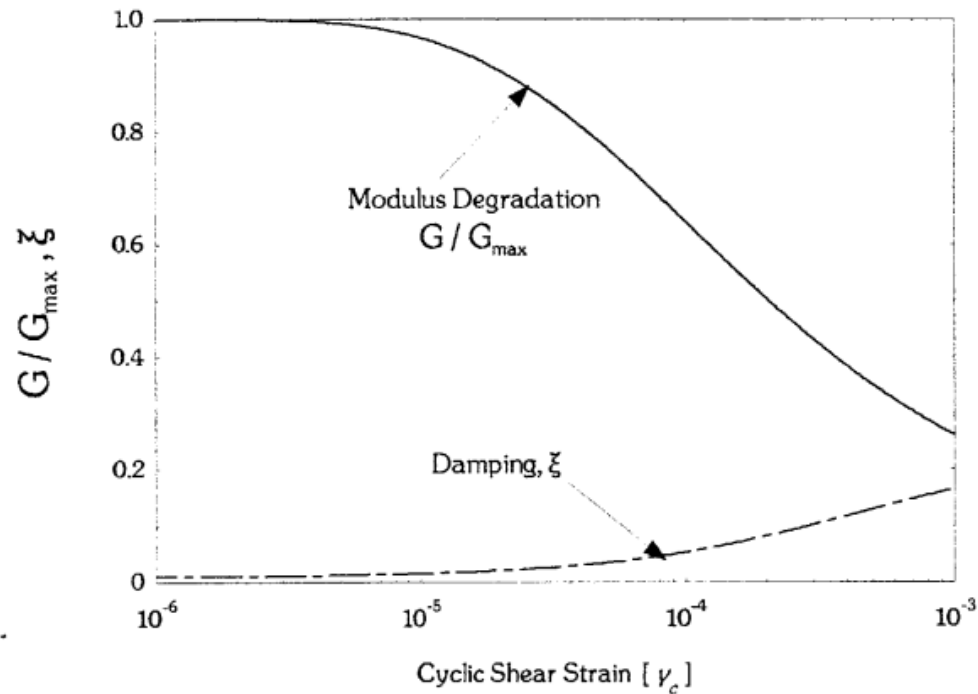


Figura 10 Módulo de corte secante y amortiguamiento como función de la deformación de corte. (Assimaki,2000).

Esta metodología no pretende reemplazar el uso de un modelo constitutivo no lineal más sofisticado, sino pretende ser un punto medio entre los criterios de falla más sencillos que han sido ampliamente usados como Mohr-Coulomb, y los modelos constitutivos más complicados y modernos (Itasca, 2012).

### 2.4.5.3 Hardin-Drnevich damping

Corresponde a una idealización no lineal de comportamiento dinámico de suelos. Es usado para representar la degradación de rigidez ante cargas cíclicas (Hardin y Drnevich, 1972).

$$\frac{G}{G_{M\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_{Ref}} \quad (2.9)$$

Cuando este amortiguamiento es usado en FLAC, junto a un modelo Mohr-Coulomb, la reducción de la rigidez es aplicada en el rango elástico, y un amortiguamiento natural se aplica en el rango plástico. De esta forma, debe cumplirse que  $\gamma_{Ref} > \gamma_m$  donde  $\gamma_m$  es la deformación de corte de fluencia del criterio M-C. En el rango elástico, se aplica la ecuación dada por (2.9) sin embargo en el rango plástico (donde la deformación de corte es superior a  $\gamma_m$ ) la relación aplicada es:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{\left(1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}}\right) \frac{|\gamma|}{\gamma_m}} \quad (2.10)$$

En el rango plástico del material, la energía disipada en un ciclo es el área del *loop* histerético y la energía liberada puede expresarse como:

$$\Delta W = \Delta W_H + \Delta W_{MC} \quad (2.11)$$

Donde los términos  $\Delta W_H$  y  $\Delta W_{MC}$  están dados por las ecuaciones (2.12) y (2.13).

$$\Delta W_H = 4G_{M\acute{a}x}\gamma_{ref}^2 \left\{ 2 \left[ \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} - \ln \left( 1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} \right) - \frac{\left( \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} \right)^2}{1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}}} \right] \right\} \quad (2.12)$$

$$\Delta W_{MC} = 4 \left( \frac{G_{M\acute{a}x}}{1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}}} \right) \gamma_m^2 \left( \frac{\gamma_c}{\gamma_m} - 1 \right) \quad (2.13)$$

Y la razón de amortiguamiento finalmente es,

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W_H + \Delta W_{MC}}{W} \quad (2.14)$$

## 2.5 MECANISMOS DE FALLA DE PRESAS DE RELAVES

Existen varios mecanismos de falla que pueden darse en presas de tierra, y entre estos mecanismos, se tienen principalmente fallas de talud, debido a cargas inerciales o debilitamiento de los materiales de construcción del muro, o licuación de estos. Otra de las causas, proviene de asentamientos producidos en suelo fundación de baja competencia y pérdida de revancha operacional (*freeboard*) en la cresta debido a movimientos de aguas, las que se originan por agitación sísmica.

Los sismos imponen cargas adicionales a la estructura, afectando a ésta causándole asentamientos importantes en el coronamiento y agrietamiento en la presa, las que a futuro pueden dar origen a overtopping por pérdida de revancha y erosión interna a partir de las grietas.

La erosión interna, también conocida por el vocablo *piping* corresponde a un modo de falla de gran importancia que afecta a presas tanto pequeñas como grandes. Su importancia radica en que la mitad de las fallas ocurridas en presas de tierra donde la causa es conocida se debe al fenómeno de erosión interna (Fell, MacGregor, Stapledon, Bell, Foster, 2015). La importancia del *piping* como modo de falla, radica en que puede causar debilitamiento significativo del muro de contención, y puede dar curso a una falla mayor de talud.

Los modos de falla más comunes en presas de relaves y sus causas comunes se listan en la tabla 1.

Tabla 1 Modos de falla en presas de relaves y sus causas (modificado de ICOLD, Boletín 10)

Modo de falla	Causa
Overtopping	<ul style="list-style-type: none"> <li>Diseño hidráulico e hidrológico inadecuado.</li> <li>Perdida de la revancha operacional debido a asentamiento en coronamiento</li> </ul>
Inestabilidad de talud	<ul style="list-style-type: none"> <li>Sobre-estrés del suelo de fundación y relleno de la presa.</li> <li>Control inadecuado de presión de poros.</li> </ul>
Erosión interna	<ul style="list-style-type: none"> <li>Control inadecuado del drenaje.</li> <li>Mediocre diseño de filtros y drenaje.</li> </ul>
Erosión externa	<ul style="list-style-type: none"> <li>Protección inadecuada del talud</li> </ul>
Por terremoto	<ul style="list-style-type: none"> <li>Taludes empinados</li> <li>Licuefacción de presa y suelo de fundación</li> </ul>

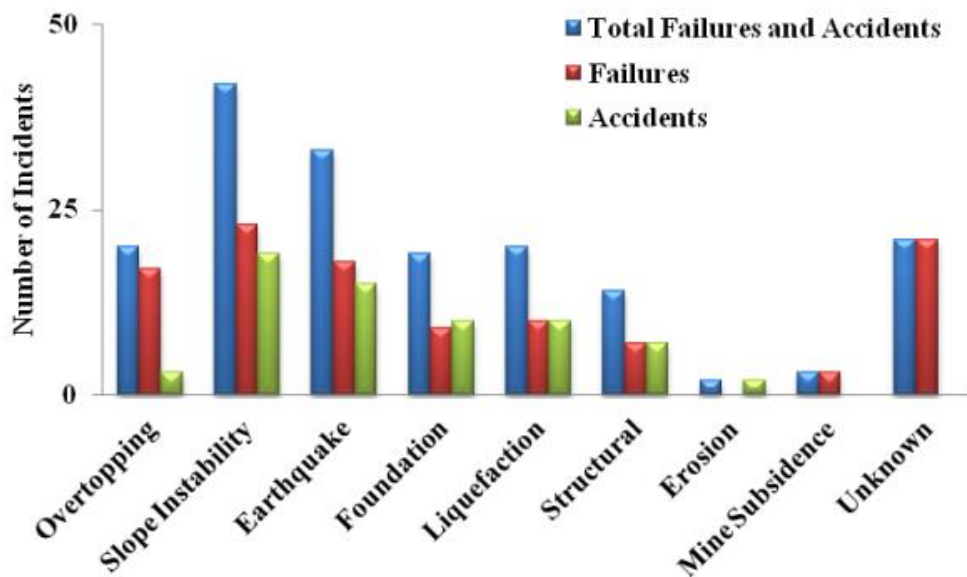


Gráfico 1 Tipos de falla en presas de relaves. Corresponden a 106 casos registrados por USCOLD, UNEP hasta el año 1994. (ICOLD, 2001; Strachan, 2001)

## Capítulo 3 ESTABILIDAD FÍSICA DE PRESAS DE RELAVE

---

Existen diferentes enfoques para evaluar la estabilidad del talud de suelo, y la aceptabilidad de un diseño está ligado a valores mínimos de factor de seguridad (FS) que deben cumplirse en diferentes condiciones de carga.

Históricamente, el equilibrio límite fue uno de los primeros métodos matemáticos para evaluar la estabilidad de un talud. Su baja complejidad numérica, incluso permitió cálculos realizados a mano en la mayoría de los casos. Con los avances en poder de cómputo, pudo ser posible modelar situaciones mucho más complejas, considerando relaciones matemáticas más realistas, las cuales reflejan el comportamiento *stress-strain* del geomaterial. A continuación, se hace una recopilación de los métodos más usados para el análisis de estabilidad física de taludes, con sus supuestos matemáticos y simplificaciones intrínsecas para evaluar la estabilidad sísmica, pasando desde el enfoque pseudoestático hasta el análisis dinámico.

### 3.1.1 Factor de seguridad

Una vez que se cuenta con las propiedades de resistencia del talud, su geometría, presión de poros y otros parámetros del suelo, es necesario tener que las fuerzas de resistencia sean lo suficientemente más grandes que las fuerzas solicitantes que inducen a la masa del talud a su falla. Así, se define el factor de seguridad como (Saad, 2008; Duncan y Wright, 2005; Rocscience, 2006 y 2007):

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas solicitantes}} \quad (3.1)$$

El factor de seguridad, por lo tanto, representa el valor en que la solicitante debe ser reducida para evitar el colapso del talud. La resistencia puede ser expresada en función de los parámetros del criterio de Mohr-Coulomb u otro criterio de falla más complejo.

### 3.1.2 Equilibrio límite

El método de equilibrio límite es una de las técnicas más usadas a la hora de evaluar la estabilidad de un talud por medio del factor de seguridad obtenido. En este método, la superficie deslizante del suelo es discretizada en un número determinado de cortes verticales (dovelas) donde los cálculos de fuerzas de equilibrio y de momento son realizados (Rocscience, 2006).

Una de las desventajas de los métodos de equilibrio límite, reside en que no garantiza el entendimiento completo del comportamiento del material a examinar, porque las relaciones de esfuerzo-deformación son trivializadas (Rocscience, 2006). Según Rocscience (2006); Krahn (2003), el método de equilibrio límite se basa puramente en los principios de la estática, el cual consiste en la sumatoria de fuerzas y momentos, sin tomar en cuenta otros fenómenos fundamentales inherentes a los análisis de estabilidad de taludes. Otra de las limitaciones del método radica en que asume el lugar, la forma y los mecanismos de falla que ocurren, sin tomar en cuenta la relación *stress-strain*.

Los principales supuestos del método son:

- La superficie de falla es asumida y los cálculos de fuerzas y momentos se hacen en base a esta consideración.
- El comportamiento del geomaterial es rígido y perfectamente plástico

De esta forma, el equilibrio límite lleva el problema de la estabilidad de un talud, a la resolución de ecuaciones de equilibrio (fuerzas y momentos, dependiendo del método específico).

Como este problema de equilibrio es estáticamente indeterminado, cada uno de los métodos de equilibrio límite, provee supuestos específicos para las cantidades indeterminadas de modo que el problema siempre tenga una solución. Esto tiene la ventaja, de que el problema es simplificado a un punto que, es capaz de siempre entregar soluciones (conservadoras) a un problema indeterminado, a un costo de tiempo computacional muy bajo.

Debido a las consideraciones anteriores, el equilibrio límite es incapaz de entregar alguna noción sobre las deformaciones o desplazamientos que ocurren.

Existen varias metodologías para el cálculo de fuerzas en las dovelas, entre alguna de ellas se cuentan, Bishop, Janbu, Morgenstern-Price, Spencer, entre muchos otros. Las diferencias entre estas metodologías radican en los supuestos para conseguir el equilibrio estático: unas hacen equilibrio de fuerzas, otras de momento y otras de ambas. A pesar de esto, las discrepancias en los valores que se obtienen para el factor de seguridad entre estos métodos son pequeñas (Fredlund y Krahn, 1977; Duncan and Wright, 1980).



Tabla 2 Condiciones de equilibrio estático satisfechas por los diferentes métodos disponibles. Adaptado de Duncan y Wright (1980)

Método	Equilibrio de Fuerzas		Equilibrio de Momentos
	X	Y	
Método ordinario de dovelas (OMS)	No	No	Sí
Bishop Simplificado	Sí	No	Sí
Janbu Simplificado	Sí	Sí	No
Lowe y Karafiath	Sí	Sí	No
Corps of Engineers	Sí	Sí	No
Spencer	Sí	Sí	Sí
Janbu generalizado	Sí	Sí	No
Sarma	Sí	Sí	Sí
Morgenstern-Price	Sí	Sí	Sí

Según lo mostrado en la tabla 2, los métodos Spencer, Morgenstern-Price y Sarma debieran ser las metodologías preferidas, puesto que cumplen todas las condiciones de equilibrio. (Lee, Abramson, Thomas, Sharma, Boyce, 2002). Los métodos que cumplen las condiciones estáticas tanto de fuerzas como de momentos son llamados rigurosos, mientras que los que no, se denominan no-rigurosos (Rocscience, 2006).

### 3.1.2.1 Método de Spencer, 1967 (Riguroso)

El método de Spencer asume que las fuerzas entre dovelas, a cualquier inclinación, son paralelas (Spencer, 1967). La relación entre las fuerzas de corte inter dovelas (X) y las fuerzas entre dovelas (E) es constante. Este método requiere un proceso iterativo para calcular el FS y el ángulo de fuerza inter dovela  $\theta$

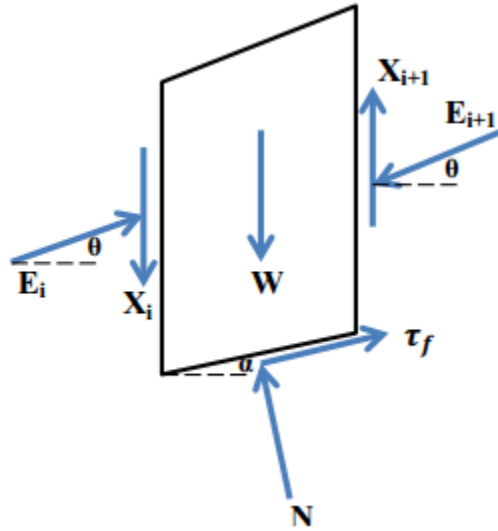


Figura 11 Diagrama de cuerpo libre para una dovela. Método de Spencer

La fuerza normal  $N$  puede ser calculada por equilibrio de las fuerzas perpendiculares a las fuerzas inter dovelas.

$$N = \frac{W - (E_{i+1} - E_i)\tan\theta - \frac{c'L\sin\alpha}{F} - \frac{uL\sin\alpha\tan\phi'}{F}}{\cos\alpha + \frac{\sin\alpha\tan\phi'}{F}} \quad (3.2)$$

Con este método, dos factores de seguridad son obtenidos, uno proveniente del equilibrio de fuerzas, y el otro de momentos. A cierta inclinación de la dovela, ambos FS son iguales (Spencer, 1967).

Factor de seguridad (equilibrio de momentos):

$$F_m = \frac{\sum(c'L + (N - uL)\tan\phi')}{\sum W\sin\alpha} \quad (3.3)$$

Equilibrio de fuerzas en dirección horizontal

$$\tau_f \cos\alpha - W\sin\alpha + E_i - E_{i+1} = 0 \quad (3.4)$$

ecuación por stress normal efectivo

$$\tau_f = \frac{(c'L + (N - uL)\tan\phi')}{F} \quad (3.5)$$

Sustituyendo

$$\frac{\sum(c'L + (N - uL)\tan\varphi')\cos\alpha}{F_f} - W\sin\alpha + E_i - E_{i+1} = 0 \quad (3.6)$$

Factor de seguridad (equilibrio de fuerzas):

$$F_f = \frac{\sum(c'L + (N - uL)\tan\varphi')\cos\alpha}{W\sin\alpha - (E_i - E_{i+1})} \quad (3.7)$$

### 3.1.2.2 Procedimiento del talud infinito

Este método asume que el talud es infinito y la falla deslizante se asume que ocurre a largo de un plano paralelo a la cara del talud (Taylor, 1948).

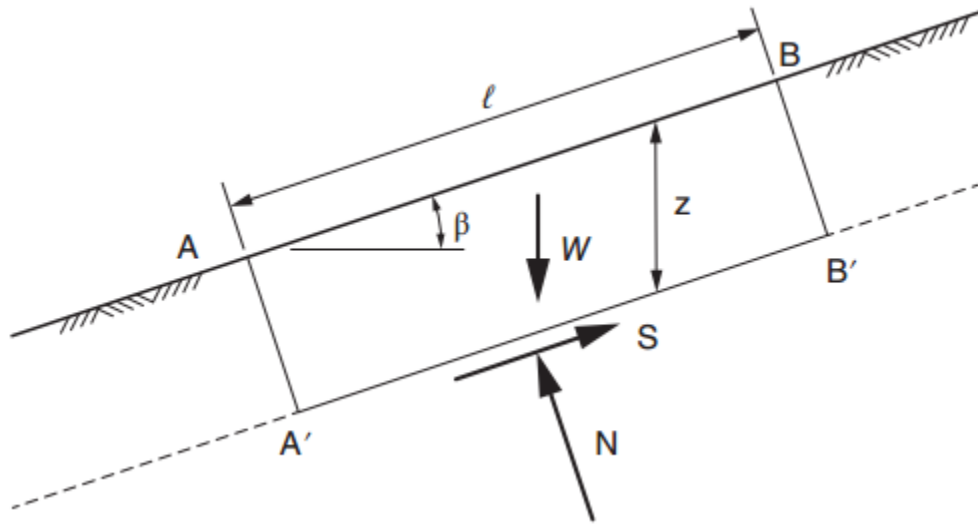


Figura 12 Talud infinito y plano de deslizamiento. Duncan, Wright, Brandon (2014). Soil Strength and Slope Stability.

Debido al supuesto de talud infinito, los esfuerzos en cualquier plano perpendicular al talud son iguales (A-A' y B-B'). Con esto se toma un volumen de control, y es posible derivar las ecuaciones de la fuerza de corte S y la fuerza normal N en el plano.

$$S = W\sin\beta \quad (3.8)$$

$$N = W\cos\beta \quad (3.9)$$

$\beta$  es el ángulo de inclinación del talud respecto a la horizontal, y el peso W, puede expresarse como:

$$W = \gamma lz\cos\beta \quad (3.10)$$

Donde  $\gamma$  es el peso específico del material. Sustituyendo este valor en las ecuaciones (3.8), (3.9) y dividiendo por el área del plano, los esfuerzos de corte y normal quedan dados por

$$\tau = \gamma z \cos \beta \sin \beta \quad (3.11)$$

$$\sigma = \gamma z \cos^2 \beta \quad (3.12)$$

Sustituyendo las ecuaciones anteriores en la expresión del factor de seguridad para Mohr-Coulomb, se obtiene:

$$FS = \frac{c + \sigma \tan \phi}{\tau} = \frac{c + \gamma z \cos^2 \beta \tan \phi}{\gamma z \cos \beta \sin \beta} \quad (3.13)$$

Para un suelo sin cohesión, ( $c=0$ ) el factor de seguridad es independiente de la profundidad  $z$ , y considerando presión de poros igual a cero, la ecuación (3.13) se simplifica a:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (3.14)$$

De esta manera, para un suelo sin cohesión el factor de seguridad puede expresarse como el cociente entre las tangentes del ángulo de fricción interna del suelo y la pendiente del talud.

### 3.1.3 Método de Elementos finitos RS2

El método de elementos finitos es un método aproximado para dar resolución a diversos problemas de ingeniería que envuelven ecuaciones diferenciales. Se trata de un método numérico que da solución aproximada a un problema específico (Cook, 1995). El método requiere una discretización del problema a resolver en muchos elementos más pequeños, de esta forma, el problema pasa a estar discretizado por un número finito de elementos, y de ahí el nombre del método. Dichos elementos se conectan en los llamados nodos, donde las cantidades vectoriales son almacenadas. Los valores obtenidos en los elementos discretos son producto de una interpolación de los valores de los nodos adyacentes. De esta forma, el problema discretizado es interpolado por completo.

La base del método de elementos finitos se basa en la inversión de una matriz, donde la ecuación matricial puede ser escrita como  $[K]\{D\}=\{R\}$ , donde  $\{D\}$  es un vector de cantidades desconocidas, tales como los valores en los nodos.  $[K]$ , por otra parte, es un arreglo de valores constantes y conocidos, y  $\{R\}$  corresponde a un vector de cargas conocidas (Cook, 1995).

RS2 (más conocido como Phase2) es un software de elementos finitos en dos dimensiones con aplicaciones en geomecánica computacional desarrollado por Rocscience Inc., tanto para modelos de suelo como para roca. En su última versión, permite llevar a cabo simulaciones dinámicas, considerando amortiguamiento tipo Rayleigh. Este software permite hacer uso del llamado *Shear Reduction Method* para análisis de estabilidad estático de taludes, permite modelamiento de soporte tal como shotcrete o pernos de anclaje, estabilidad de excavaciones, muros de contención de tierras, entre otros.

### 3.1.4 Método de Diferencias finitas FLAC (Fast Lagrangian Analysis of the Continua).

Fast Lagrangian Analysis of Continua, es un software explícito desarrollado por Itasca Consulting Inc., que utiliza el método de las diferencias finitas para el modelamiento de problemas geotécnicos tanto en condiciones de carga tanto estáticas como dinámicas. El enfoque numérico es basado en una discretización del continuo usando el método Lagrangiano (Itasca, 2004). Cada derivada de las ecuaciones que gobiernan el problema es directamente tratada por una expresión algebraica escrita en función de variables del medio, como stress o desplazamiento en cada punto de la discretización espacial. En lo que respecta al análisis dinámico, el esquema explícito de las diferencias finitas es aplicado para resolver las ecuaciones de movimiento envueltas.

La secuencia de cálculo primero invoca las ecuaciones de movimiento para derivar nuevas velocidades y desplazamientos a partir de stress y fuerzas, luego, *strain rates* son derivados a partir de velocidades, y nuevos stresses a partir de *strain rates*. Cada ciclo de la iteración corresponde a un paso de tiempo,

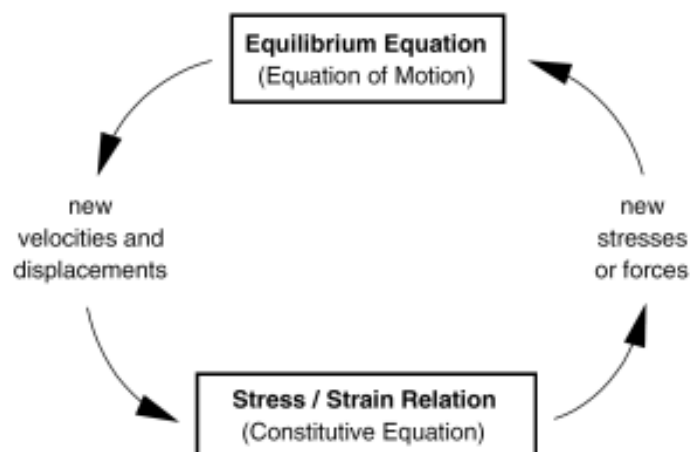


Figura 13 Ciclo de cálculo explícito básico (Itasca, 2004)

Uno de los métodos más usados con el método de elementos finitos, corresponde al llamado “método de reducción de resistencia al corte”. El método, conocido también en sus siglas en inglés como SRT (*shear reduction technique*), es un método determinístico, donde los parámetros efectivos de resistencia son progresivamente divididos en diferentes etapas, por un factor hasta que ocurra un punto de no convergencia (Duncan, 1996). El factor al cual este punto de no convergencia tiene lugar, es conocido como SRF crítico.

Griffiths y Lane (1999) explican que en el análisis por FEM usando la metodología de SRF, La no convergencia del modelo es el indicador de falla del talud. Es por este motivo que el factor crítico del SRF es considerado un equivalente al factor de seguridad en análisis de equilibrio límite.

La metodología usa básicamente el siguiente razonamiento: los valores de resistencia al corte ( $c'$  y  $\phi'$ ) son divididos progresivamente por un factor hasta que ocurre el punto de no convergencia en el análisis de elementos finitos. Por esta razón, el factor crítico en donde la no convergencia tiene lugar, es un análogo al factor de seguridad obtenido por los métodos de equilibrio límite.

$$\frac{\tau}{SRF} = \frac{c'}{SRF} + \sigma_n \frac{\tan\phi'}{SRF} \quad (3.15)$$

$$\frac{\tau}{SRF} = c^* + \sigma_n \tan\phi^*$$

$$c^* = \frac{c'}{SRF} \quad (3.16)$$

$$\phi^* = \tan^{-1} \left( \frac{\tan\phi'}{SRF} \right) \quad (3.17)$$

Los parámetros de Mohr-Coulomb con \* corresponden a las cantidades reducidas por el método. Esta técnica puede ser aplicada considerando otros criterios de fluencia de manera indistinta.

Esta técnica puede ser usada tanto par casos estáticos, pseudoestáticos o incluso con enfoques probabilísticos (Xu y Low, 2006).

### 3.1.4.1 Shear Reduction Method en RS2

Cuando se utiliza el método de reducción de la resistencia al corte, los parámetros del criterio de falla utilizados en los modelos de RS2, son reducidos progresivamente hasta que ocurre la no-convergencia. El término no-convergencia indica que las distribuciones de *stress* y desplazamiento que satisfacen las condiciones de equilibrio no pueden ser determinadas. (Gover y Hammah, 2013).

De esta forma, el método en RS2 se resume en las siguientes etapas:

- Los parámetros de resistencia del talud son reducidos por un factor igual a SRF, y el análisis de *stress* mediante elementos finitos es llevado a cabo.
- Este proceso se repite para diferentes valores de SRF hasta que el modelo sea inestable, i.e. los resultados del análisis no convergen.
- Esto determina el SRF crítico de la situación, o factor de seguridad del talud.

Después de realizado el cómputo del método, es posible observar los resultados obtenidos en el software para varios escenarios (*stages*) de SRF. Cabe mencionar que al observar dichos escenarios de SRF, el modo de falla no es el mismo, puesto que valores más altos de SRF, tienden a generar fallas más grandes en el talud, comprometiendo más material. De esta forma, no es posible observar la evolución del colapso para un SRF determinado una vez que la no-convergencia ha ocurrido.

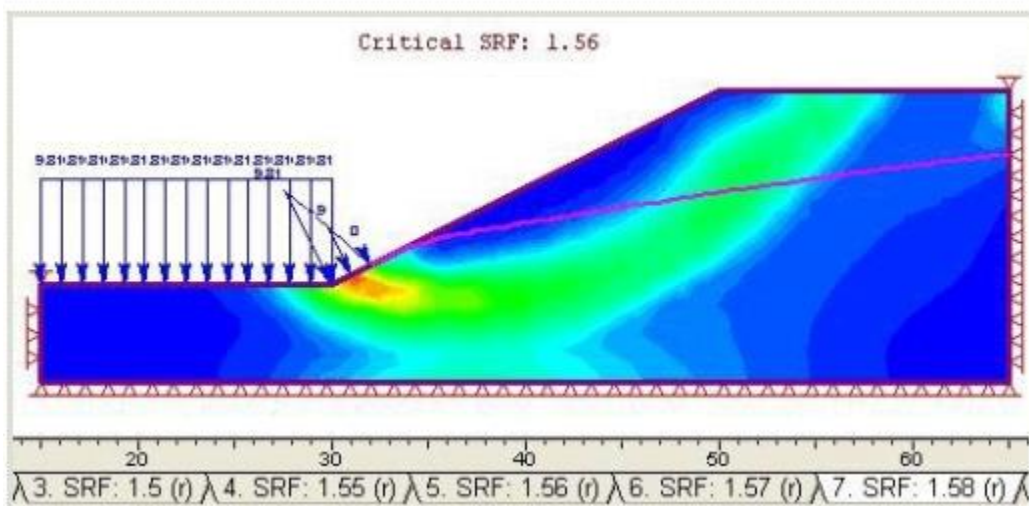


Figura 14 Modelo de un talud mediante SRM en RS2. Se visualizan los diferentes escenarios de SRF. Cada escenario se va generando luego de la no convergencia del escenario previo.

### 3.1.5 Teoremas análisis límite: Lower and Upper Bound (FLAC)

Para el cómputo del factor de seguridad en FLAC y FLAC<sup>3D</sup>, se utiliza la técnica de SRF donde las propiedades geotécnicas del material son reducidas iterativamente. Debido a la naturaleza inherentemente dinámica de FLAC, a diferencia del método de elementos finitos, el algoritmo termina la iteración para el cómputo del factor de seguridad cuando la diferencia entre la cota inferior y la superior para este valor llega a ser menor que 0.005 veces el valor medio (este valor es por defecto). De esta forma, el software adopta un enfoque de acotamiento entre dos estados: Estable e inestable, por lo que el factor de seguridad de la situación corresponderá a aquel valor dado por el último estado estable.

El análisis límite se basa en la construcción de soluciones que obedecen los teoremas de límite superior e inferior (*lower & upper bound*), dentro de la teoría de plasticidad. Estos teoremas proveen límites matemáticamente rigurosos sobre las condiciones de colapso de un sistema de un material perfectamente plástico que obedece una regla de flujo asociativo.

Según Davis y Selvadurai (2002), en palabras sencillas, el teorema del límite inferior establece que, si se puede encontrar un estado de stress tal que, es capaz de balancear la carga aplicada, y si los stresses en ningún lado exceden los valores de fluencia entonces la masa no puede colapsar o estará justo por debajo del punto de colapso. Esto provee un límite inferior para los esfuerzos que producen colapso.

Cualquier campo de esfuerzo que satisfaga el criterio anterior, es catalogado como un *campo de stress estáticamente admisible* (Davis, Selvadurai et al).

Respecto al límite superior del teorema, Davis y Selvadurai (2002) establecen en palabras simples que las fuerzas del cuerpo harán cierta cantidad de trabajo durante la deformación. Si la tasa de este trabajo es mayor o igual a la tasa con la que la energía es disipada dentro del cuerpo, entonces el colapso es inminente.

Cualquier campo de deformaciones que satisfaga el criterio del límite superior, se denomina *deformación cinemáticamente admisible*.

De esta forma, en aplicaciones de ingeniería geotécnica (específicamente FLAC), ambos límites obtenidos por los teoremas anteriores acotan la verdadera carga que produce el colapso.



### 3.1.6 Análisis pseudoestático

Uno de los primeros enfoques para evaluar la estabilidad sísmica de un talud, corresponde al análisis pseudoestático, en donde las fuerzas provocadas por la agitación sísmica son simplificadas por una fuerza estática, la cual es producto del peso de la masa deslizante supuesta, por un coeficiente sísmico  $k$ , que corresponde una fracción de la aceleración de gravedad.

Por lo tanto, su implementación es consecuencia de una modificación de los métodos de equilibrio límite, donde son incluidas las fuerzas estáticas horizontales y verticales originadas a partir del evento sísmico. Dichas fuerzas son estimadas a partir de los coeficientes sísmicos respectivos  $k_h$  y  $k_v$ , (horizontal y vertical respectivamente) por la masa deslizante bajo análisis.

La más grande dificultad de esta metodología es la evaluación de un coeficiente sísmico adecuado para el sismo que se intenta simular, y el valor de esta variable depende básicamente de la aceleración máxima del terremoto (PGA, *peak ground acceleration* en sus siglas en inglés) y la duración de la agitación sísmica. Podría plantearse una aproximación muy conservadora del valor del coeficiente sísmico igualándolo al valor de PGA, sin embargo, este supuesto no resulta conveniente en términos económicos, y, por lo tanto, otra metodología de selección del valor de las constantes debe ser tomada en cuenta.

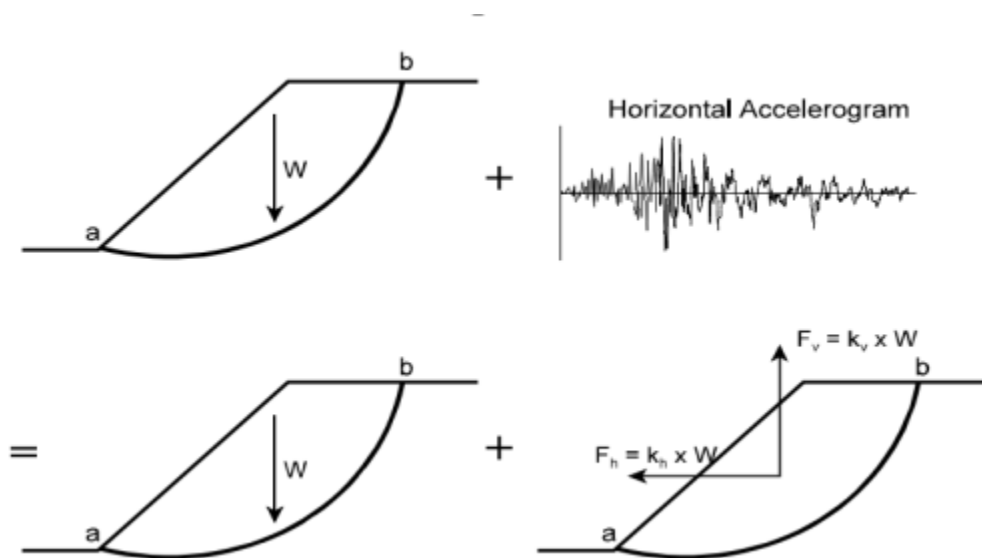


Figura 15 Enfoque Pseudoestático para análisis de estabilidad. (Melo y Sharma, 2004)

De esta forma, el análisis pseudoestático, trivializa la variabilidad temporal de la aceleración, y la transforma de manera simple a la acción de ciertas fuerzas constantes.

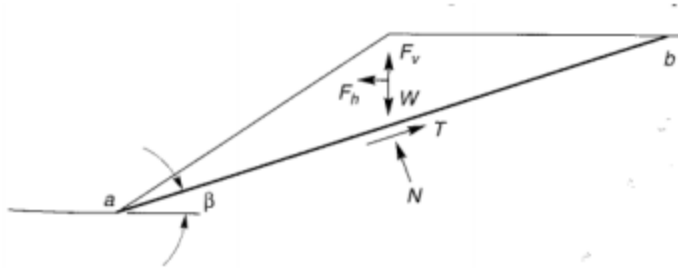


Figura 16 Diagrama de cuerpo libre para una cuña sometida a fuerzas pseudoestáticas

Otro de los conceptos claves en análisis pseudoestático, tiene relación con la llamada *yield acceleration* (aceleración de fluencia) la cual corresponde al valor de aceleración que produce el desliz del talud, esto es, el coeficiente sísmico, tal que,  $FS=1$  para una superficie específica (Murphy, 2010). Este concepto es especialmente importante para el análisis simplificado de desplazamiento. En la analogía de Newmark del cubo deslizante,  $k_y$  representa la aceleración mínima que provoca su desliz a través del plano inclinado. De esta forma, la aceleración de fluencia es una medida de la resistencia del talud a deslizar ante un estímulo sísmico.

Según la figura 16 el factor de seguridad considerando los coeficientes pseudoestáticos, queda dada por la ecuación (3.18). Calcular la aceleración de fluencia para esta situación es equivalente a resolver la ecuación con  $FS=1$ .

$$FS = \frac{\text{Fuerza resistente}}{\text{Fuerza deslizante}} = \frac{cl_{ab} + [(W - F_v)\cos\beta]\tan\phi}{(W - F_v)\sin\beta + F_h\cos\beta} \quad (3.18)$$

Tabla 3 Recopilación de fórmulas para el coeficiente sísmico horizontal según diversos autores. Modificado de Verdugo, R., Campaña, J., Valenzuela, L., (2017).

Autor	Coeficiente $K_h$	Observación
Terzaghi (1950)	$K_h=0.1$ , $K_h=0.2$ y $K_h=0.5$	Para sismos severos, violentos y destructivos, y sismos catastróficos respectivamente.
Noda y Uwave (1976)	$K_h=a_{m\acute{a}x}/g$ $K_h=0.33*(a_{m\acute{a}x}/g)^{0.33}$	Si $a_{m\acute{a}x}\leq 2 \text{ m/s}^2$ Si $a_{m\acute{a}x}>2 \text{ m/s}^2$
Seed (1979)	$K_h=0.1$ $F_{\text{Sismico}}\geq 1.15$ $K_h=0.15$	Grandes deslizamientos y sitios cercanos a la fuente sísmica capaz de generar sismo de magnitud 6.5
Seed (1980)	$F_{\text{Sismico}}\geq 1.15$	Grandes deslizamientos y sitios cercanos a la fuente sísmica, capaz de generar sismo de magnitud 8.5
Marcuson (1981)	$K_h=0.33*a_{m\acute{a}x}/g$ a $K_h=0.5*a_{m\acute{a}x}/g$	Considera posible amplificación o amortiguamiento.
Krinitzsky (1993), Taniguchi y Sasaki (1986)	$K_h=0.65*a_{m\acute{a}x}/g$	Recomendada para sismos de magnitud intermedia.
Hynes-Griffin y Franklin (1984)	$K_h=0.5*a_{m\acute{a}x}/g$	Para presas y con $FS=1$ , concluyó que la presa no experimenta deformaciones importantes.
Saragoni (1993)	$K_h=0.3*a_{m\acute{a}x}/g$ $K_h=0.22*(a_{m\acute{a}x}/g)^{0.33}$	Si $a_{m\acute{a}x}\leq 6.6 \text{ m/s}^2$ Si $a_{m\acute{a}x}>6.6 \text{ m/s}^2$

La consideración numérica de un coeficiente vertical,  $k_v$  trae como consecuencia diseños más conservadores, sin embargo, hay gran cantidad de autores que sostienen que este coeficiente no afecta de manera significativa el desliz del talud (Chen, W.F y Scawthorn C, 2003) y es usualmente ignorada.

Sin embargo, hay ciertas consideraciones que deben tomarse en cuenta a la hora de utilizar el supuesto pseudoestático, según el Eurocode 8, parte 5 (2004) el método pseudoestático no debiera utilizarse para casos de suelos que puedan desarrollar alta presión de poros y degradación importante de la rigidez bajo cargas cíclicas. Incluso autores plantean que el análisis pseudoestático tiene una base racional acotada y que puede ser inseguro confiar en el FS de un análisis pseudoestático (Wieland y Brenner, 2008).

Cuando un material es propenso a desarrollar incremento en presión de poros y el material pierde más del 15% de su resistencia debido a sollicitación sísmica en un test de laboratorio, el uso de coeficientes pseudoestáticos es inseguro y no debería ser utilizado (Wieland y Brenner, 2008).

### 3.1.6.1 Procedimiento del talud infinito pseudoestático

Similar al análisis hecho en la sección 3.1.2.2 puede hacerse un diagrama de cuerpo libre según la figura 17.

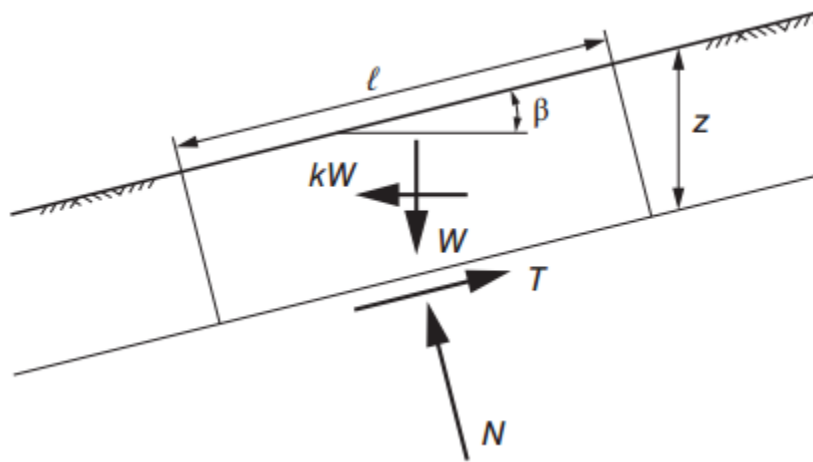


Figura 17 Talud infinito y plano de deslizamiento sometido a fuerza pseudoestática proporcional a k. Duncan, Wright, Brandon (2014). Soil Strength and Slope Stability.

En este caso, el stress normal y de corte en el plano de falla quedan dados por:

$$\sigma = \gamma z \cos^2 \beta - k z \gamma \cos \beta \sin \beta \quad (3.19)$$

$$\tau = \gamma z \cos \beta \sin \beta + k \gamma z \cos^2 \beta \quad (3.20)$$

Por lo tanto, el FS queda expresado como;

$$FS = \frac{c + (\gamma z \cos^2 \beta - k z \gamma \cos \beta \sin \beta) \tan \phi}{\gamma z \cos \beta \sin \beta + k \gamma z \cos^2 \beta} \quad (3.21)$$

Considerando suelo no cohesivo y haciendo simplificación algebraica, se obtiene la expresión para el factor de seguridad pseudoestático dado por la ecuación (3.22).

$$FS = \frac{1 - k \cdot \tan\beta}{\tan\beta + k} \cdot \tan\phi \quad (3.22)$$

### **3.1.7 Métodos empíricos/analíticos**

Otro de los parámetros de importancia trascendental para la aceptación de un diseño, corresponde a los desplazamientos máximos tolerables originados debido a un sismo. Para evaluar dichos desplazamientos, se cuentan con numerosas herramientas, desde los primeros procedimientos analíticos basados en la analogía del bloque deslizando que surgieron en la década de los 60, hasta los obtenidos mediante mediciones de casos empíricos. Para este tipo de análisis se pueden enumerar en dos grandes grupos: métodos analíticos basados en el bloque deslizando y empíricos. Las herramientas empíricas y analíticas analizadas en esta memoria son tres:

- Procedimiento de Newmark (analítico, basado en bloque deslizando)
- Jibson (1993) (analítico, basado en bloque deslizando)
- Swaisgood (2013) (empírico)

#### **3.1.7.1 Procedimiento de Newmark**

Newmark (1965), en esta metodología hace un análogo de un bloque deslizando sometido a fuerzas pseudoestáticas, que inducen el deslizamiento de este cubo. Existe un coeficiente crítico denominado  $k_y$  que corresponde al máximo valor del coeficiente sísmico que entrega un valor para el factor de seguridad igual a la unidad. Al suceder esto, la masa que potencialmente puede fallar, ya no se encuentra en equilibrio más en equilibrio, y en consecuencia, va a ser acelerada por una fuerza desbalanceada. Esta situación es entonces análoga al cubo en un plano inclinado.

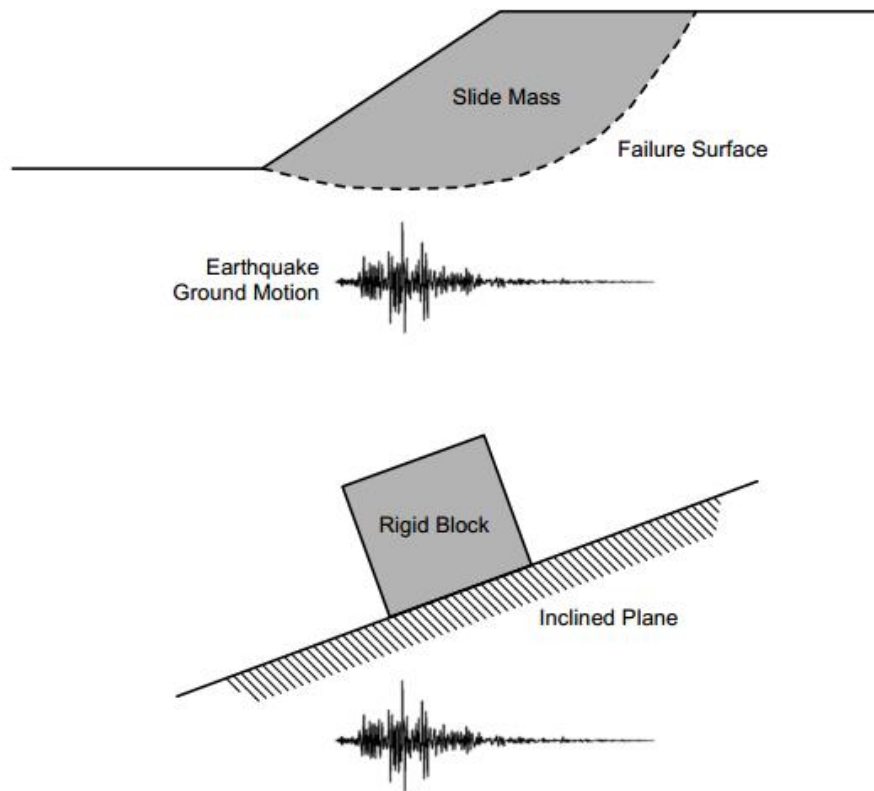


Figura 18 Analogía entre la masa potencial deslizante del talud (a) y el bloque resistiendo en el plano inclinado (b). Kramer Steven L., (1996).

Luego de contar con este valor crítico para el coeficiente sísmico  $k_y$ , los desplazamientos permanentes son obtenidos mediante doble integración numérica de la porción considerada del acelerograma (Rauch, 1997). De esta forma, los valores de  $k$  crítico representan un filtro para lo que es considerado un desplazamiento permanente (figura 19).

Por supuesto, el método de Newmark es muy útil para tener referencias, pero en general es una metodología que presenta varias limitaciones, y para entender esto, es necesario listar los supuestos de este enfoque (Lee, Abramson, Thomas, Sharma, Boyce, 2002):

**Supuestos del método de Newmark:**

- Existencia de una superficie deslizante bien definida.
- Material rígido deslizante, perfectamente plástico.
- Despreciable pérdida de resistencia al corte del material durante la agitación.

- Deformaciones permanentes ocurren si el stress dinámico excede la resistencia al corte.

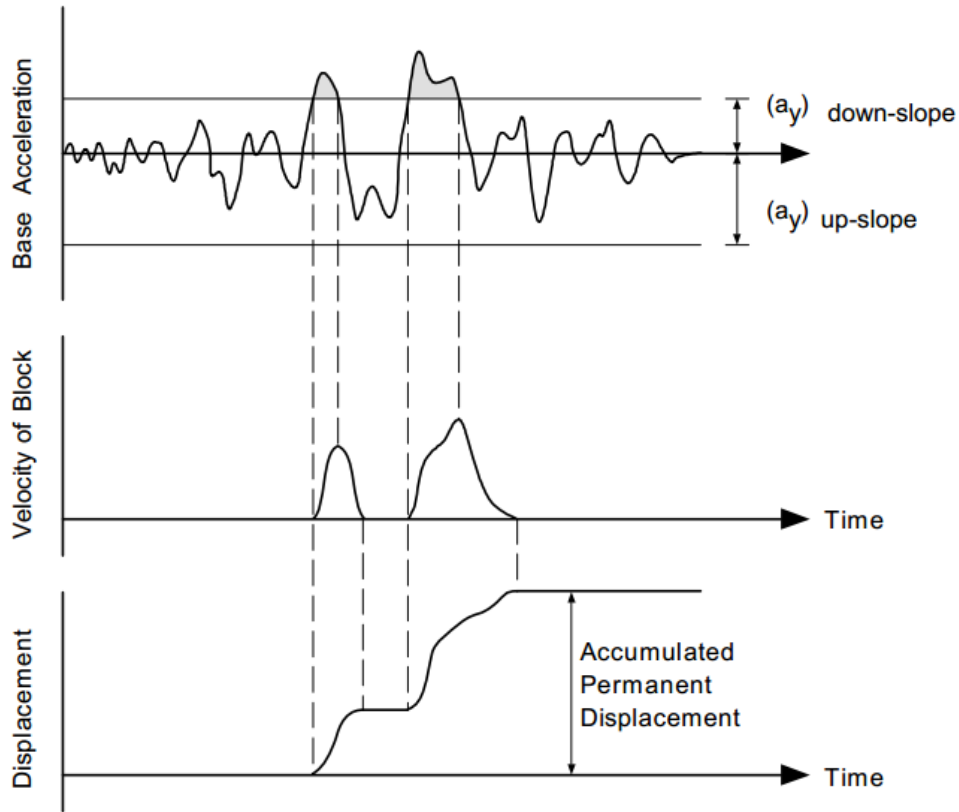


Figura 19 Cálculo de desplazamientos permanentes por el método de Newmark. Wilson y Keefer, 1985.

Es por estos supuestos que, el método de Newmark asume implícitamente que la resistencia del suelo permanece inalterable durante un evento sísmico y, por lo tanto, esta metodología no es aplicable para modelar deformaciones del suelo que son resultados de la licuefacción (Rauch, 1997).

### 3.1.7.2 Jibson (1993)

Jibson (1993) propone que el desplazamiento  $D$  (cm) tiene una dependencia con la intensidad de Arias del sismo. La relación está dada por la ecuación (3.23)

$$\log D = 1.46 \log I_a - 6.642 a_y + 1.546 \quad (3.23)$$

la intensidad de Arias (Arias, 1970) es medida en  $[m/s]$  y  $a_y$  con unidades de  $[g]$ . La intensidad de Arias es una medida de la intensidad del sismo, calculada como la integral del cuadrado del registro de aceleración:

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int [a(t)]^2 dt \quad (3.24)$$

Al igual que el método de Newmark, el valor para el desplazamiento de la superficie deslizante se basa en los valores de aceleración del registro sísmico que exceden el valor crítico  $a_y$ , por lo tanto, es otra metodología de bloque deslizante.

### 3.1.7.3 Swaissgood (2013)

Este método surge a partir de un análisis estadístico de asentamientos ocurridos en varias presas entre los años 1990 y 2003. La fórmula fue actualizada en el año 2003, y los 82 sismos en los que se basa la relación (28) poseen magnitudes entre los 5.3 y 9.

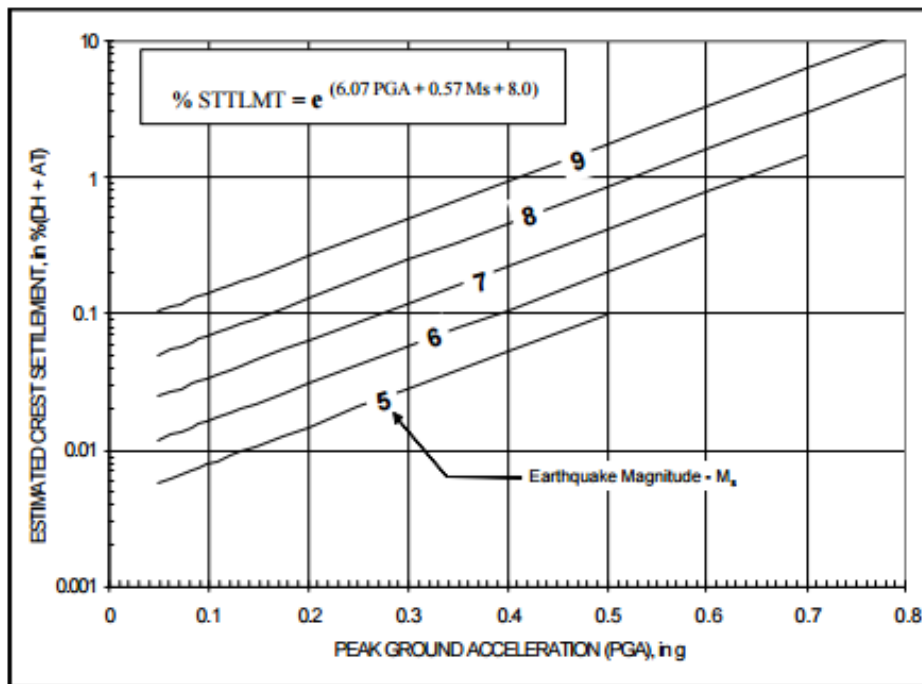


Gráfico 2 Esquema para estimar asentamiento en la cresta según Swaissgood (2013)

$$\%Asentamiento = \exp(6.07PGA + 0.57M - 8) \quad (3.25)$$

$$\%Asentamiento = \frac{Asentamiento\ Cresta}{Altura\ presa + Grosor\ de\ fundación} \times 100 \quad (3.26)$$

Donde PGA es la aceleración máxima del suelo en unidades de g, y M es la magnitud del momento sísmico.



### 3.1.8 Análisis dinámico

Las limitaciones del equilibrio límite y el análisis pseudoestático radican en que trivializan la variable tiempo en un registro sísmico. Con los avances en poder de cómputo, hoy en día es posible llevar a cabo simulaciones que tomen en cuenta la variabilidad temporal de la aceleración y de esta manera, analizar los desplazamientos, velocidades y aceleraciones instantáneas que la agitación sísmica provoca sobre la estructura bajo análisis.

En el método de elementos finitos, la ecuación de movimiento en una simulación dinámica está dada por (Geo-Slope, 2014):

$$[K]\{d\} + [D]\{v\} + [M]\{a\} = \{F\} \quad (3.27)$$

Donde  $\{d\}$  corresponde al desplazamiento,  $\{v\}$  la velocidad y  $\{a\}$  la aceleración.  $[K]$  es la matriz característica del elemento,  $[D]$  la matriz de amortiguamiento y  $[M]$  la matriz de masa. El vector  $\{F\}$  corresponde a la fuerza nodal.

Para que la ecuación dinámica pueda ser resuelta, se necesita primero establecer el valor del vector de desplazamientos, para esto se resuelve en primera instancia la ecuación  $[K]\{d\} = \{F\}$ . El desplazamiento inicial para poder dar resolución a este subproblema se basa en considerar las condiciones de borde que estarán en algún lugar del modelo a examinar.

Por otro lado, el enfoque de FLAC, al ser un planteamiento Lagrangiano, es una formulación inherentemente dinámica y resuelve las ecuaciones de movimiento en cada paso de tiempo (Itasca, 2005).

$$\sigma_{ij,j} + \rho b_i = \rho \frac{dv_i}{dt} \quad (3.28)$$

Donde  $\rho$  es la densidad del medio y  $[b]$  es la fuerza del cuerpo por unidad de masa y  $\frac{dv_i}{dt}$  corresponde a la derivada de la velocidad del material. Esta ley es la que gobierna el movimiento de un elemento de volumen en el medio a partir de las fuerzas que se aplican sobre él. Esta formulación resulta ideal para modelar problemas de grandes desplazamientos o colapsos.

### 3.2 CRITERIOS DE ACEPTABILIDAD DE DISEÑO

A través de los años se han presentado valores mínimos para el factor de seguridad. Por ejemplo, ANCOLD (1999), propone un factor de seguridad mínimo de 1.5 en condiciones estáticas, y 1.1 en caso de sismo usando análisis pseudoestático. Este mismo documento (ANCOLD, 1999), sin embargo, especifica que es esencial evaluar escenarios de sensibilidad del FS en variables tales como presión de poros, resistencia al corte del medio, geometría de la falla, etc. De esta forma se puede evaluar la estabilidad de la presa de relaves en un amplio rango de supuestos.

Sin embargo, hoy por hoy los criterios de aceptabilidad son razonablemente universales, con FS mínimos de 1.5 en situación estática, y valores de 1.1 a 1.2 en casos pseudoestáticos. Sin embargo, en situaciones de análisis dinámico el factor de seguridad pierde validez, debido a que se analizan casos son sismos de alta energía, que provocan falla en algún punto del muro de la presa. En estos casos, hablar sobre desplazamientos máximos aceptables, o daños aceptables tiene más importancia que el factor de seguridad.

*Tabla 4 Valores recomendados propuestos para el factor de seguridad, modificado de ANCOLD, 1999.*

<b>Condición de carga</b>	<b>Factor de seguridad mínimo recomendado</b>
Estático	1.5
Sismo	1.1
Construcción	1.3

Si bien es cierto que estos valores son referenciales, es importante también identificar todos los posibles modos de falla para una presa de relaves específica, y estos valores mínimos debieran ser exigidos para esos modos de falla.

En cuanto a la normativa chilena, el decreto supremo 248, exige etapas mínimas en lo que respecta al diseño y estabilidad de los taludes:

- Fase I: Simulación de estabilidad pseudoestática asumiendo licuefacción total de los relaves de la cubeta.
- Fase II: Simulación pseudoestática con determinación simplificada de presión de poros. En el caso pseudoestático de análisis, debe siempre cumplirse un FS mínimo igual a 1.2.

- Fase III: Análisis dinámico, basados en ensayos de propiedades dinámicas de los suelos, incluyendo cálculo de desplazamientos.
- Fase IV: Análisis para condición de Cierre, simulando solicitaciones máximas y efecto del tiempo sobre la resistencia del depósito.

Otra metodología corresponde a la que está detallada en el documento “Análisis de estabilidad de presas de relaves práctica chilena”, de Barrera y Campaña (2004). Es consecuencia directa de los diseños más modernos de presas de relaves desde 1980. A continuación, se detallan los pasos de la metodología.

### **Antecedentes previos.**

Esta etapa se relaciona en todo el estudio de las condiciones in situ de la fundación, los riesgos sísmicos de la zona, así como también los riesgos geológicos, nivel freático, cargas cíclicas. Entre otros.

### **Análisis estático**

En este paso se debe cumplir como mínimo que el factor de seguridad obtenido sea igual a 1.5.

### **Análisis pseudoestático**

Para el caso pseudoestático, es decir, usando los coeficientes sísmicos, se debe tener un FS mínimo igual a 1.1.

### **Análisis de deformaciones**

Usando el método de Newmark, Makdisi y Seed<sup>1</sup>, se procede a calcular las deformaciones. Si la deformación vertical es menor o igual que el 50% de la revancha operacional y, alternativamente, no supera el 1 a 2% de la altura total máxima de la presa, se considera un diseño seguro y el siguiente paso puede omitirse.

### **Análisis postsismo**

El análisis postsismo consiste en la aplicación del método de equilibrio límite considerando las propiedades residuales de los materiales de construcción y fundación. Si el FS es mayor o igual a 1.0, el diseño se considera finalmente seguro.

---

<sup>1</sup> En esta memoria no se examina el método de Makdisi-Seed, pero se menciona debido a que se está citando de manera textual la metodología de Barrera y Campaña (2004).

Si este análisis resulta en valores no aceptables, se recomienda hacer estudios con análisis dinámico.

### 3.2.1 Desplazamientos sísmicos admisibles

El paso final en un análisis de estabilidad sísmica tiene que ver con la magnitud de los desplazamientos remanentes ocurridas en la estructura geotécnica. Según Jitno y Davidson (2010) no existe una base de datos suficiente que correlacione los desplazamientos observados a partir de terremotos, con mediciones de daño en estructuras asociadas en el talud, por lo tanto, no existe una base racional para establecer desplazamientos tolerables.

Por otro lado, Wieland y Brenner (2008) establecen que criterios de aceptabilidad sobre el daño a presas o desempeño de estas durante el terremoto de *SEE*, está pobremente definido, y estos autores sostienen que el daño aceptable para una presa depende del juicio ingenieril.

De esta manera, la decisión de qué magnitud de desplazamiento se considera aceptable para un proyecto específico, depende del criterio de los expertos a cargo. A pesar de lo anterior, hay ciertas recomendaciones que sí deben tomarse en cuenta (Jitno y Davison, 2010):

- Revancha operacional disponible: La revancha será un indicador de cuánto asentamiento puede ocurrir en la cresta de la estructura sin correr el riesgo de que el relave quede expuesto o provoque falla por overtopping después del terremoto.
- Espesor del filtro en el muro: este parámetro de diseño establece una idea de cuánta deformación lateral es admisible, sin correr riesgo de erosión interna a través de la presa.

ICOLD (2001) también establece que un *freeboard* debiera ser lo suficientemente grande tal que pueda palear el asentamiento provocado por la solicitante sísmica, así como el rebalse de agua o material de la cubeta. Sin embargo, no menciona desplazamientos máximos como porcentaje de la altura de la presa o parámetros similares.

De esta manera, considerando la metodología de Barrera y Campaña (2004) y lo anterior, el parámetro más crítico sobre los desplazamientos máximos, guardan relación con mantener al menos 50% de la revancha operacional. Por supuesto, en el coronamiento se tienen diferentes magnitudes de asentamiento dependiendo de la posición que se examine. El lado cercado a la falla está más propenso a sufrir mayor asentamiento, mientras que la esquina aguas arriba es la que en general, sufre menor daño.

## Capítulo 4 METODOLOGÍA DE MODELAMIENTO NUMÉRICO

---

El modelamiento numérico es hoy en día un requisito esencial para evaluar la estabilidad y el desempeño de cualquier proyecto en geomecánica, desde excavaciones en roca hasta grandes estructuras como las presas de relaves. En esta ocasión, se evaluará la estabilidad estática, pseudoestática y desempeño sísmico del modelo de presa de relaves espesados. Para analizar la estabilidad sísmica de la presa, se ha usado un sismo sintético de 200 segundos de duración, con PGA de 0.45g con un contenido de frecuencias oscila entre 0 y 15 [Hz] aproximadamente.

Para el modelamiento dinámico, se ha realizado una simulación preliminar considerando el suelo fundación en el campo libre, sin presa de relaves, de modo de conseguir la aceleración de diseño a nivel superficial de la manera más precisa posible. Este paso de la simulación es llamado *deconvolución*, y básicamente consiste en determinar qué señal debe ser introducida en la base del modelo numérico para obtener la señal objetivo a nivel superficial de la fundación.

La geometría del modelo de presa corresponde a un modelo genérico y simplificado de una presa de relaves espesados la que es analizada con los siguientes softwares:

- SLIDE: Es el software de equilibrio límite de Rocscience. Incorpora diversos métodos de cálculo para el factor de seguridad, además de proveer herramientas de estimación para el coeficiente de fluencia ( $k_y$ ) y cálculo de desplazamientos de Newmark basado en el resultado previo de coeficientes de fluencia.
- RS2: Con este programa de elementos finitos se analiza la estabilidad estática y dinámica de la presa de relaves. Permite el cómputo de frecuencias naturales del modelo y posteriormente asignar una curva de amortiguamiento Rayleigh para dichas frecuencias.
- FLAC<sup>3D</sup>: En este código de diferencias finitas, se ha tratado el problema como un modelo en dos dimensiones por medio de condiciones de borde (restricción de movimiento en eje  $y$ , que sale del plano de esta página). Los parámetros elásticos para los materiales han sido inicializados como un valor promedio constante. En el caso dinámico, al incorporar el amortiguamiento de Hardin-Drnevich, en cada iteración un nuevo valor de  $G$  va asignándose para cada zona dependiendo del estado de deformación del elemento en un tiempo determinado.

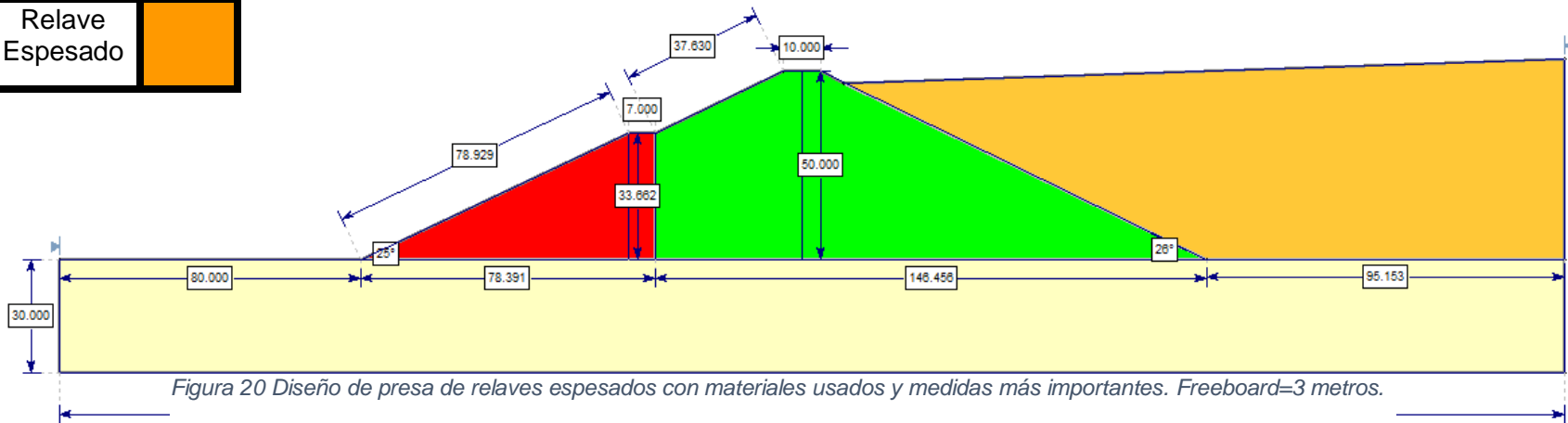
#### **4.1 DISEÑO MODELO DE PRESA DE RELAVES ESPESADOS ADOPTADA**

El modelo a simular es una presa de 50 metros de altura, con una razón H:V igual a 2:1 para las pendientes aguas abajo y aguas arriba del muro.

El material de construcción de este muro corresponde a empréstito, con un soporte de material de cantera aguas abajo con los mismos parámetros geotécnicos, excepto el módulo de Young, que es superior respecto al material del muro. (ver tabla 5).

El ancho del coronamiento del muro de empréstito es de 10 metros. En el sector de material de cantera, existe también una berma de 7 metros de ancho. El ángulo de los relaves es de aproximadamente  $2^\circ$  respecto a la horizontal. Toda esta estructura geotécnica está sobre un suelo fundación de 30 metros de alto y 400 de largo.

Material	Color
Cantera	Red
Muro	Green
Fundación	Yellow
Relave Espesado	Orange



## 4.2 CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES EN PRESA DE RELAVES

Los parámetros geotécnicos usados en los modelos se listan en la tabla 5.

*Tabla 5 Parámetros geotécnicos de los materiales de la presa de relaves*

<b>Material</b>	<b><math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b>c [kPa]</b>	<b><math>\Phi</math> [°]</b>	<b>E [kPa]</b>	<b><math>\nu</math> [ ]</b>	<b><math>\Phi</math> res [°]</b>
Relave	19.60	0	33	3.89e+05	0.35	30
Fundación	20.60	0	40	3.60e+06	0.23	37
Muro	21.60	0	42	3.00e+05	0.25	39
Cantera	21.60	0	42	4.00e+06	0.25	39

El parámetro de dilatación para los materiales granulares ha sido asumido igual a cero.

Cabe mencionar que los ángulos de fricción residuales son inputs requeridos para hacer una simulación elasto-plástica en RS2, tanto estática como dinámica. En FLAC mientras tanto, el valor del ángulo de fricción residual no es un input requerido, sin embargo, requiere los valores de los módulos volumétrico K y corte G, los cuales se relacionan con E, para un material isotrópico según:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (4.1)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.2)$$

De esta forma, considerando las ecuaciones (4.1) y (4.2): los parámetros elásticos para los modelos en FLAC<sup>3D</sup> se listan en la tabla 6.



Tabla 6 Parámetros elásticos introducidos en los modelos en FLAC<sup>3D</sup>

Material	E [kPa]	$\nu$ [ ]	K [kPa]	G [kPa]
Relave	3.89e+05	0.35	4.32e+05	1.44e+05
Fundación	3.60e+06	0.23	2.22e+06	1.46e+06
Muro	3.00e+05	0.25	2.00e+05	1.20e+05
Cantera	4.00e+06	0.25	2.67e+06	1.60e+06

### 4.3 PROCEDIMIENTO DE TRABAJO CON SLIDE

El primer enfoque de análisis se ha realizado usando el software de equilibrio límite, SLIDE.

Los inputs para el modelo de equilibrio límite son los valores de cohesión y ángulo de fricción interna de los materiales, así como también sus correspondientes pesos específicos.

En esta situación, se han usado cuatro tipos de simulaciones:

- Un análisis estático, donde el método de cálculo analizado corresponde a Spencer (1967), por ser un procedimiento riguroso.
- Un análisis pseudoestático, que, junto al sismo de diseño de PGA 0.45g adoptado, se han escogido coeficientes sísmicos según tres criterios propuestos por los autores: Noda-Uwave (1976), Marcuson (1981) y Saragoni (1993). El objetivo de esto es evaluar el desempeño del análisis pseudoestático considerando diferentes coeficientes sísmicos al comparar directamente los resultados obtenidos con esta metodología con las simulaciones dinámicas en RS2 y FLAC<sup>3D</sup>.
- Obtención del parámetro  $k_y$  (coeficiente de fluencia) para las superficies examinadas. Este parámetro es requerido para evaluar métodos analíticos de estimación de desplazamientos.
- A partir de la obtención del coeficiente crítico  $k_y$ , estimación de los desplazamientos por el método de Newmark simplificado, considerando el sismo de diseño.

## 4.4 PROCEDIMIENTO DE TRABAJO CON RS2

En cuanto al análisis realizado con el software de elementos finitos, RS2, se ha seguido la siguiente metodología:

- Análisis elástico de la presa de relaves, para estimación de desplazamientos debido a acción de la gravedad. De esta forma, se intenta comparar con los resultados de desplazamiento in situ que se obtienen con FLAC<sup>3D</sup>, los cuales son el paso inicial para la posterior simulación dinámica.
- Simulación por medio del método de reducción de resistencia (SRF) para el caso estático y pseudoestático. Con esto se pretende entregar el factor de seguridad y área deslizando de la situación considerando también los parámetros post-peak de los geomateriales. Para el caso pseudoestático, se han examinado los mismos coeficientes sísmicos anteriormente analizados con SLIDE.
- Cómputo de las frecuencias naturales del sistema fundación, presa y relaves. Este procedimiento corresponde a una opción de cálculo dentro del software RS2. Esta herramienta permite asignar posteriormente una curva de amortiguamiento Rayleigh como función de las frecuencias naturales del sistema.
- Simulación dinámica con el sismo de diseño, se adopta un damping Rayleigh dependiente de las frecuencias naturales del sistema analizado. El promedio de ese amortiguamiento adoptado es de 3%.
- Introducir el sismo de diseño como un esfuerzo de corte, y considerando condiciones de borde dinámicas de campo libre. La filtración de la señal sísmica puede ser realizada en el mismo software, así como también es posible visualizar el power spectrum de la señal. Para el sismo de diseño, se han filtrado todas las frecuencias mayores a 8 [Hz].

## 4.5 PROCEDIMIENTO DE TRABAJO CON FLAC3D

Con el código de diferencias finitas, FLAC3D, se han seguido los siguientes pasos:

- Cómputo del factor de seguridad para la presa de relaves. Esto se realiza a través del comando *solve fos*.
- A través del uso del comando *solve*, se procede a establecer los esfuerzos in situ generados por acción gravitatoria. De este modo, se busca iniciar la simulación dinámica desde un estado estacionario in situ.
- Simulación dinámica con el sismo de diseño. Se ha adoptado amortiguamiento histerético del tipo Hardin-Drnevich con *strain* de referencia igual a 0.06. De este

modo se intenta simular el comportamiento no lineal de las arenas con un modelo constitutivo sencillo como lo es Mohr-Coulomb.

## **4.6 CONSIDERACIONES SIMULACIÓN DINÁMICA (RS2-FLAC3D)**

Al hacer un análisis dinámico, deben tomarse en cuenta factores como:

- Situación inicial in-situ
- Simulación con base rígida o flexible.
- Condiciones de borde dinámicas
- Tamaño de malla del modelo y contenido de frecuencias del sismo
- Amortiguamiento del sistema dinámico

### **4.6.1 Modelación situación pre-sismo o estado in situ**

El primer paso para la modelación numérica consiste en la inicialización de los esfuerzos por la gravedad, hasta alcanzar un estado cinemáticamente estático. En FLAC, este valor está dado por la razón de fuerzas desbalanceadas, cuyo valor por defecto es  $1e-5$  (Itasca, 2012). El concepto de fuerzas desbalanceadas alude a la suma de fuerzas algebraicas que actúa en un nodo de la malla de diferencias finitas, respecto a la de los elementos vecinos (Rachez, Billaux, Hart, 2002). Por otra parte, RS2 también cuenta con un estado previo al sismo, donde se inicializan los esfuerzos gravitacionales.

### **4.6.2 Señal dinámica en base de modelo**

Posterior a la iniciación de los esfuerzos gravitacionales, viene el análisis dinámico con el sismo de diseño. En FLAC y RS2, un registro dinámico puede ser ingresado al modelo por cualquiera de las siguientes maneras:

- Un historial de aceleración
- Un historial de velocidad
- Un historial de stress o presión
- Historial de fuerza

Estos registros, deben ser ingresados a la base del modelo numérico i.e., exteriormente. En el caso de FLAC, también es posible ingresar registros de velocidad, aceleración y fuerza a partir de una fuente interior del modelo numérico, esto es posible de hacer utilizando el comando *interior* sobre un nodo interno de la malla de diferencias finitas.

La señal sísmica puede ser introducida al modelo numérico, por medio de dos metodologías. Una es considerando una base rígida, en donde un registro de aceleración o velocidad es introducido en la base del modelo. La otra, corresponde a la denominada *Compliant Base* donde un registro de stress o fuerza es puesto en la base del modelo, junto a un borde absorbente <sup>2</sup>en la misma cota. En el presente trabajo, se ha seguido el segundo camino.

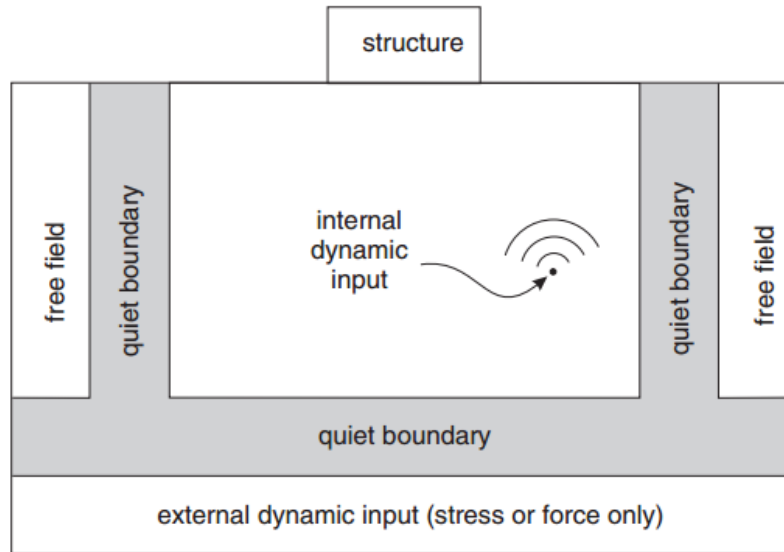


Figura 22 Configuración para un modelo dinámico considerando Compliant base

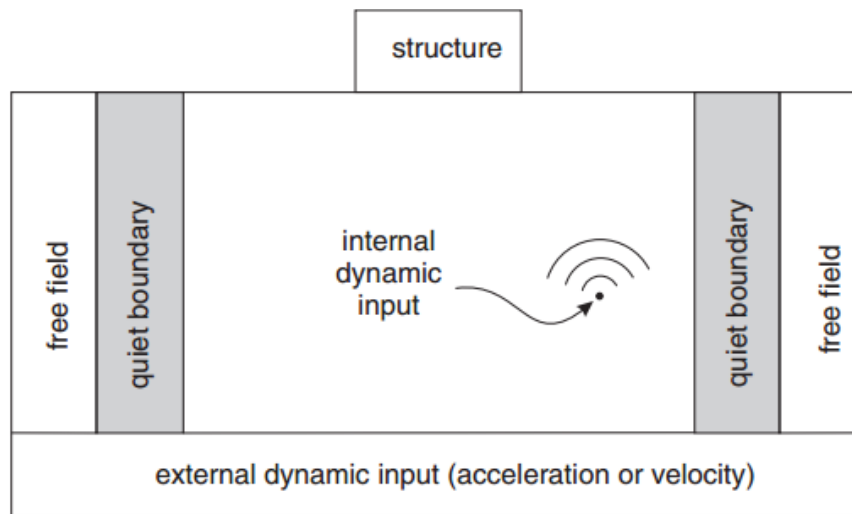


Figura 21 Configuración para modelo dinámico mediante base rígida

Considerando *Compliant Base*, La velocidad del registro sísmico es convertida a stress normal y/o corte usando las ecuaciones (4.3) y (4.4) (Itasca, 2012).

<sup>2</sup> La definición de condiciones dinámicas y bordes absorbentes puede ser vista en la sección 4.6.3

$$\sigma_n = 2\rho v_p v(t) \quad (4.3)$$

$$\sigma_s = 2\rho v_s v(t) \quad (4.4)$$

Donde  $v_p$  y  $v_s$  corresponden a la rapidez promedio de la onda de compresión P y de corte S a través de la fundación, las cuales están dadas por las relaciones:

$$v_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} \quad (4.5)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (4.6)$$

#### 4.6.3 Condiciones de borde dinámicas

Las simulaciones dinámicas en geomecánica requieren condiciones de borde tales, que permitan disipación de la señal introducida a través del modelo, estas pueden clasificarse en condiciones de borde absorbentes y condiciones tipo *free-field*.

##### 4.6.3.1 Transmit y absorb boundary condition (RS2)

Tanto la Condición de borde absorbente, como la de transmisión, tienen como fin reproducir un comportamiento del suelo en el infinito. En otras palabras, este tipo de condiciones dinámicas absorben las ondas de corte como si el modelo no tuviera límites físicos en donde estas condiciones se aplican (Rocscience, 2012).

De esta forma, la condición de borde absorbente en RS2 es construida a partir de dos amortiguadores: uno perpendicular a la cara de la frontera y otro tangencial a esta.

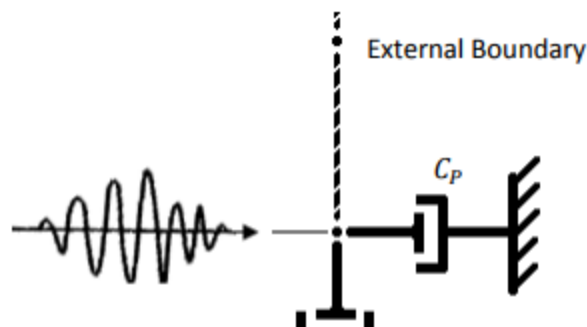


Figura 23 Representación de la condición de borde absorbente. Se observa la representación de los amortiguadores sujetos a un nodo virtual rígido (representado como la superficie pintada).

Cada de estos amortiguadores existentes en la capa externa del modelo, tiene un coeficiente que depende de las propiedades del material inmediatamente adyacente a la cual están unidos, y se suponen adheridos a un nodo virtual rígido fuera de los límites del modelo. En términos prácticos esto quiere decir que el registro aplicado que alcanza estos amortiguadores no transmite esta sollicitación a un nodo virtual externo, sino la disipa.

En cuanto a la condición de transmisión, a diferencia de la condición absorbente, están unidas aun nodo externo virtual en lugar de estar rígidos. De esta forma, cualquier movimiento aplicado a una frontera con condición de borde de transmisión, pasará al nodo virtual externo. Así, la señal sísmica puede entrar al modelo y luego salir de éste por medio del nodo virtual externo, emulando un sistema de largo infinito. (Ross, 2004).

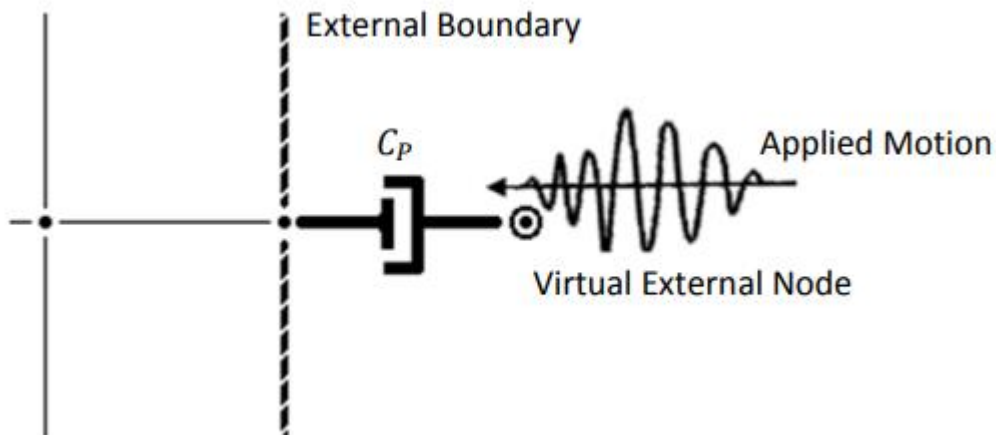


Figura 24 Representación de la condición de borde de transmisión.

#### 4.6.3.2 Bordes absorbentes (*Quiet Boundaries, FLAC*)

En los problemas dinámicos, las condiciones de borde fijas no permiten la radiación de energía asociada a la fuente sísmica, además de que provocan reflexión de las ondas, las cuales vuelven al modelo alterándolo y causando inestabilidad numérica a nivel nodal. Para que esta situación no ocurra, bastaría ocupar un modelo lo suficientemente grande, dado que el amortiguamiento absorbería la mayoría de la energía en las ondas reflejadas de bordes distantes. El problema de lo anterior es que la simulación requeriría tiempos computacionales excesivamente altos (Itasca, 2012).

Los bordes absorbentes son una analogía a un amortiguador viscoso, el cual disipa energía y es efectivo totalmente absorbiendo ondas que se aproximan a esta frontera

con ángulos de incidencia menores a 30°. Para ángulos mayores a este valor, existe absorción de energía, pero no de modo perfecto (Itasca, 2012).

#### 4.6.3.3 Condiciones de campo libre (Free-Field Boundaries, FLAC)

En FLAC<sup>3D</sup>, la idea es de la condición de campo libre, es teóricamente la misma que la descrita en la sección 4.6.3.1. Provee condiciones tales que simule un modelo de bordes infinitos.

Al tratarse de un software de tres dimensiones, los planos en donde se aplica esta condición son cuatro. Esto puede verse en el ejemplo de la figura 25.

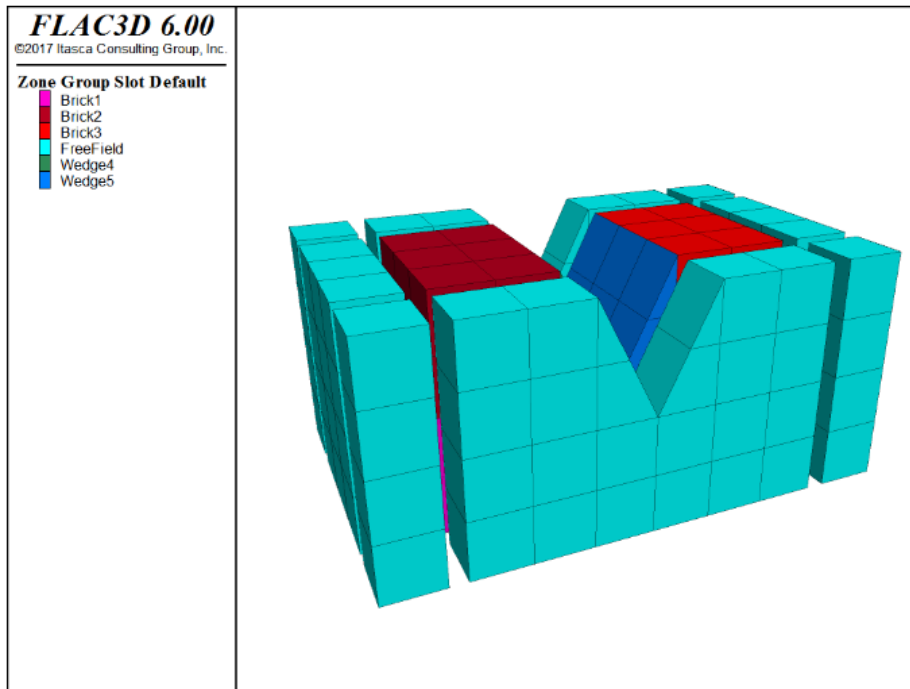


Figura 25 Modelo numérico en FLAC<sup>3D</sup> con condiciones Free-Field. Se observa en celeste los planos que representan esta condición de borde dinámica. FLAC<sup>3D</sup> help, 2017, Itasca Consulting Group.

#### 4.6.4 Tamaño de malla y transmisión de ondas

Para la correcta propagación de la onda sísmica a través del mallado del modelo numérico, es necesario cumplir ciertas consideraciones tanto geométricas, como dependientes del contenido de frecuencias del sismo a analizar.

Kuhlemeyer y Lysmer (1973), muestran que, para la correcta transmisión de la onda sísmica en el modelo, se debe cumplir que el largo del elemento de malla debe ser menor a  $[1/10, 1/8]$  de la longitud de onda de la más alta frecuencia asociada a la onda sísmica.

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (4.7)$$

Donde  $\lambda$  es la longitud de onda de la más alta frecuencia con contenido energético apreciable. La relación entre velocidad y longitud de onda es conocida, y, por lo tanto, la ecuación (4.7) puede escribirse como

$$\Delta l \leq \frac{v_s}{10f} \quad (4.8)$$

Es por este motivo que es necesario filtrar el contenido de frecuencias del input sísmico, puesto que se necesitaría una malla muy fina (y, por lo tanto, tiempos de procesamiento demasiado largos) si se consideran frecuencias sobre cierto valor arbitrario. La velocidad de la onda de corte puede estimarse usando la ecuación (4.6)

En el presente trabajo se ha considerado filtrar por medio de un filtro pasa bajos tomando como frecuencia de corte 8 [Hz]. Considerando las ecuaciones (4.5) y (4.6), el valor promedio del módulo de corte G, y dicha frecuencia de corte, es posible determinar la longitud de onda promedio de la señal a través de los materiales que componen el modelo numérico. Finalmente, considerando la ecuación (4.8) de Kuhlemeyer y Lysmer (1973) es posible determinar el tamaño crítico para la malla según zona. Los detalles pueden verse en la tabla 7.

Para el filtro pasa bajos, se ha programado una rutina en Python por medio de la librería Obspy para análisis sismológico. Como puede verse en el gráfico 4, el contenido energético (mostrado por medio de transformada rápida de Fourier) del sismo filtrado es prácticamente igual a la situación previa sin filtrado, y permite la correcta propagación de la señal sísmica con la malla diseñada.

La malla del modelo usado para el caso puede verse en la figura 26. Se ha usado un módulo de corte G promedio para los materiales según lo señalado en la tabla 7. Los elementos de la figura 26 son cuadriláteros cuyo tamaño promedio obedece las dimensiones dadas en la tabla 7, conforme las ecuaciones de Kuhlemeyer y Lysmer (1973) y las características del sismo de diseño.



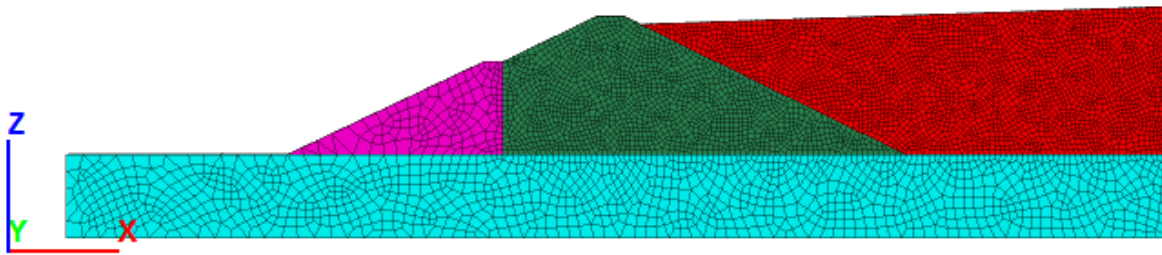


Figura 26 Densidad de la malla utilizada en los modelos de FLAC y RS2

Tabla 7 Parámetros promedio de la onda de diseño y tamaño promedio de la malla diseñada para la simulación dinámica

<b>Material</b>	<b>Velocidad de corte promedio [m/s]</b>	<b><math>\lambda</math> [m]</b>	<b>Tamaño crítico [m]</b>	<b>Tamaño Diseño [m]</b>
<b>Relave</b>	268.4	33.5	3.4	2.5
<b>Fundación</b>	834.8	104.3	10.4	6
<b>Muro</b>	233.5	29.2	2.9	2.5
<b>Cantera</b>	852.8	106.6	10.7	6

#### 4.6.5 Caracterización sismo de diseño

El sismo de diseño sintético posee un PGA=0.45g de 200 segundos de duración y magnitud  $M_w$  8.8.

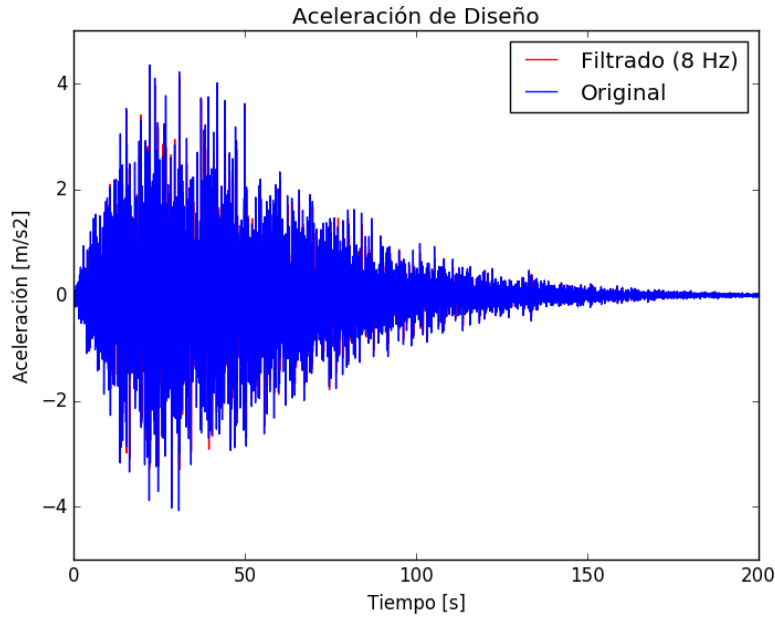


Gráfico 3 Aceleración sismo sintético de diseño, comparado con el sismo filtrado considerando frecuencia de corte=8

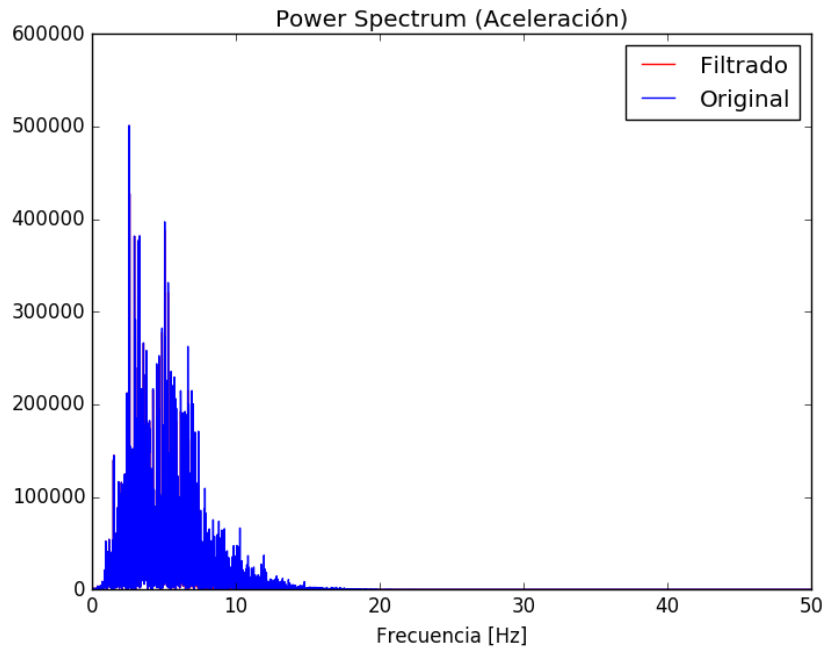


Gráfico 4 Power Spectrum del sismo de diseño. En rojo se ve el espectro post filtrado.

#### 4.6.6 Amortiguamiento

El amortiguamiento adoptado en la simulación dinámica de RS2, corresponde a un Rayleigh damping. Se ha considerado un valor menor a 5% para la señal de diseño, esto en el presente caso, se consigue tomando  $\alpha=0.12$  y  $\beta=0.0018$ . De esta forma, todo el contenido de frecuencias del sismo queda sometido a un damping menor a 5% y se obtiene como promedio para todas las frecuencias naturales, un amortiguamiento igual a 3%.

Para el modelo dinámico en FLAC<sup>3D</sup> se ha considerado hacer uso de un damping histerético para simular el comportamiento no lineal del suelo. Dicho damping adoptado,

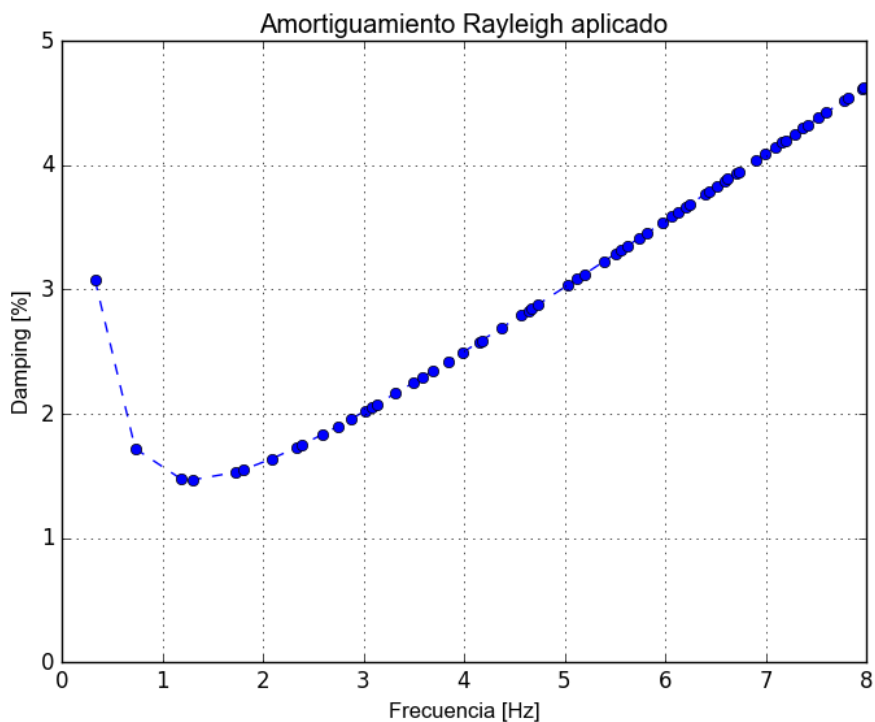


Gráfico 5 Amortiguamiento Rayleigh aplicado al modelo dinámico en RS2

corresponde al modelo propuesto por Hardin & Drnevich (1970) donde se ha tomado como *strain* de referencia de la ecuación (2.9) igual a 0.06.

El gráfico 5, muestra la curva generada del amortiguamiento Rayleigh tomando los valores  $\alpha=0.12$  y  $\beta=0.0018$  en el software RS2, considerando el sismo de diseño filtrado.

La metodología para la obtención de esta curva es como sigue:

- Se carga en RS2 el registro sísmico de diseño filtrado.
- RS2 permite el cálculo de las frecuencias naturales del sistema dado el sismo de diseño filtrado, por lo que se procede a calcular dichas frecuencias utilizando esta herramienta.
- Se planea como objetivo que el contenido de frecuencias esté sometido a un amortiguamiento  $<5\%$  para todo el contenido de frecuencias del sismo, por lo que después de calcular las frecuencias naturales, es posible subir o bajar los parámetros alfa y beta hasta conseguir una curva como la del gráfico 7.
- La idea es presentar un nivel bajo de amortiguamiento para todo el contenido de frecuencias presente en el modelo.

#### 4.6.7 Deconvolución de la señal sísmica

En los modelos numéricos utilizados, la señal sísmica debe ser ingresada en la base del modelo (cota cero) en vez de la superficie. Dado que el sismo de diseño corresponde a una señal superficial, es necesario conocer qué señal ingresar en la base del modelo numérico de tal manera de tener en superficie, la aceleración de diseño. Este problema es usualmente denominado como *deconvolución* de la señal sísmica.

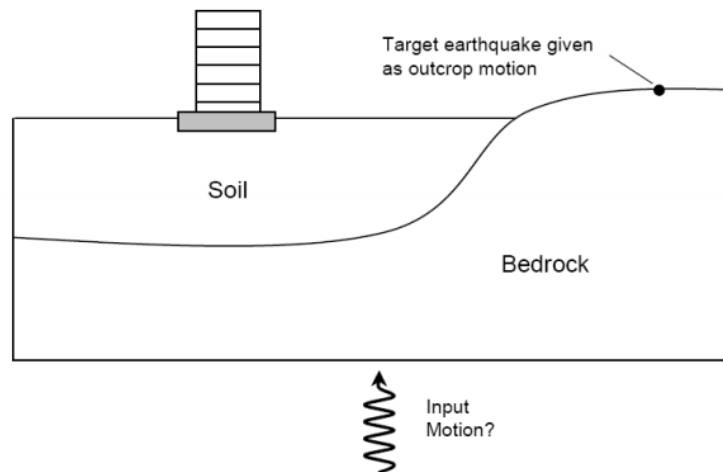


Figura 27 Problema de la señal input y señal de diseño en la superficie.

La metodología usada para obtener la señal en la base del modelo que logre la aceleración de diseño en la superficie de la fundación de los modelos numéricos se basa en el procedimiento de Mejia y Dawson (2006). Este procedimiento es descrito en función al software 1-D de propagación de ondas sísmicas para análisis de respuesta de sitio 'SHAKE'. Según los resultados de Mejia y Dawson para la deconvolución para una

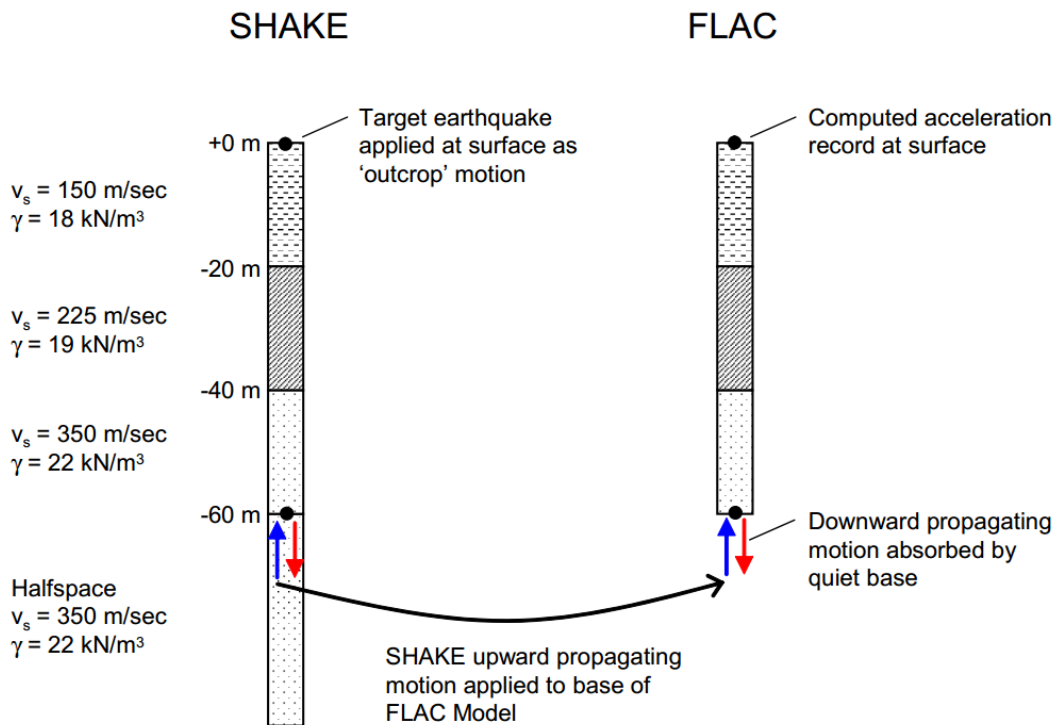


Figura 28 Procedimiento de deconvolución para compliant base, según Mejia y Dawson (2006).

simulación con *compliant base*, la parte de la onda sísmica que se propaga hacia arriba, es  $\frac{1}{2}$  de la señal superficial. Por lo que basta tomar la mitad de la velocidad de diseño, e ingresarla como al modelo numérico por medio de la ecuación (4.4). Los resultados que arroja esta metodología son virtualmente idénticos a las aceleraciones de diseño.

Este procedimiento aplica de igual manera para el software RS2, y el gráfico 6 corresponde a la comparación entre la velocidad superficial de diseño, y la velocidad medida en la superficie de la fundación (campo libre, sin presa de relaves).

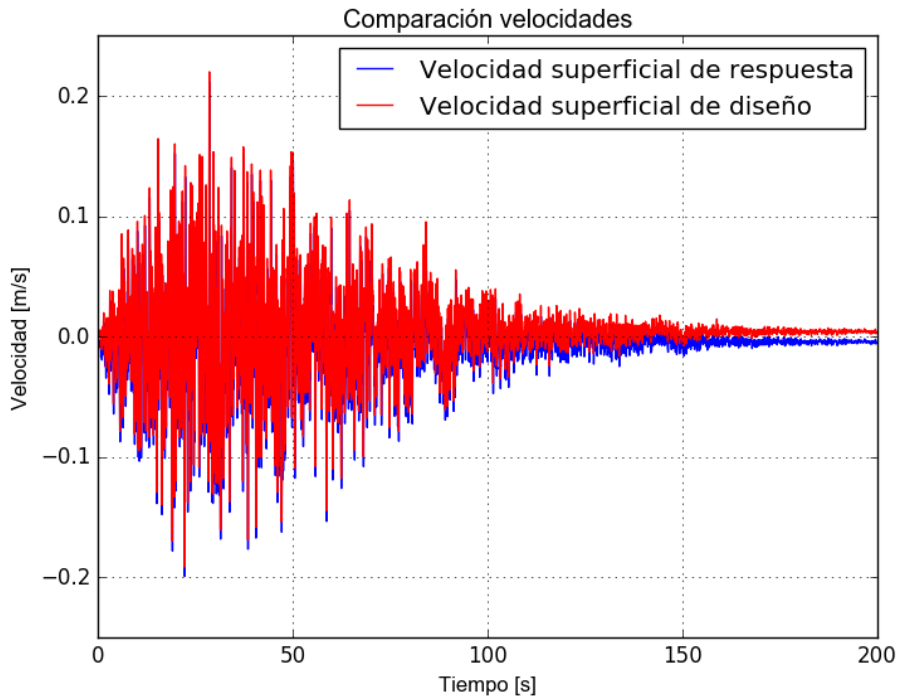


Gráfico 6 Velocidad de diseño del sismo, comparada con la velocidad de respuesta en un modelo de fundación en campo libre. Software RS2.

#### 4.6.7.1 Configuración modelamiento dinámico RS2-FLAC<sup>3D</sup>

En síntesis, tomando en cuenta lo explicado en las subsecciones del ítem 4.6, los pasos para el correcto análisis dinámico son:

- Modelamiento de la fundación en los softwares RS2 y FLAC<sup>3D</sup>. Este es el paso previo para la simulación dinámica, y tiene por objetivo, lograr la señal de diseño en el campo libre para un modelo de fundación, donde la presa de relaves es inexistente.
- Aplicar bordes *free-field* (FLAC<sup>3D</sup>) a lo largo de los planos laterales del modelo numérico. En el caso de RS2, se aplica la condición *transmit boundary* en los extremos verticales. Las condiciones estáticas son heredadas automáticamente al restaurar el resultado de la simulación estática.
- Aplicar *compliant base* en el plano basal del modelo numérico. Esto se hace convirtiendo la señal sísmica a una onda de stress de corte, por medio de la ecuación (4.4).

Tanto en FLAC<sup>3D</sup> como en RS2 se aplican bordes absorbentes en la base del modelo.

El primer paso para poder emular el sismo de diseño a nivel de la superficie de la fundación está dado por el procedimiento de deconvolución especificado en la sección 4.6.7. Para esto, se simuló un suelo de 400 metros de largo, 30 metros de alto. Con la velocidad dividida en dos, es luego introducida a la base del modelo como esfuerzo de corte usando la ecuación (4.4) y los valores para la fundación especificados en la tabla 5.

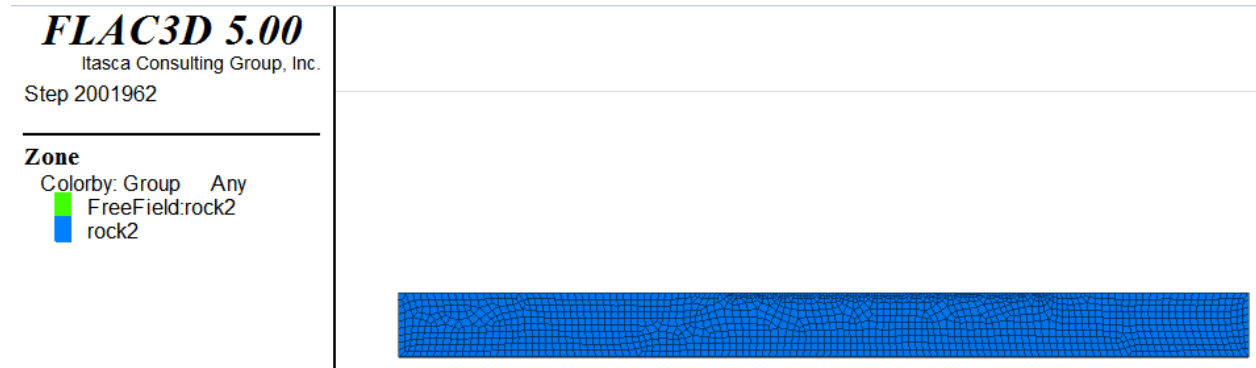


Figura 29 Modelo de fundación para simular sismo de diseño en superficie

Con esto, se tienen los registros de aceleración dados por los gráficos 7 y 8 para dos puntos de la fundación, que es muy similar a la señal de diseño. Cabe agregar que la

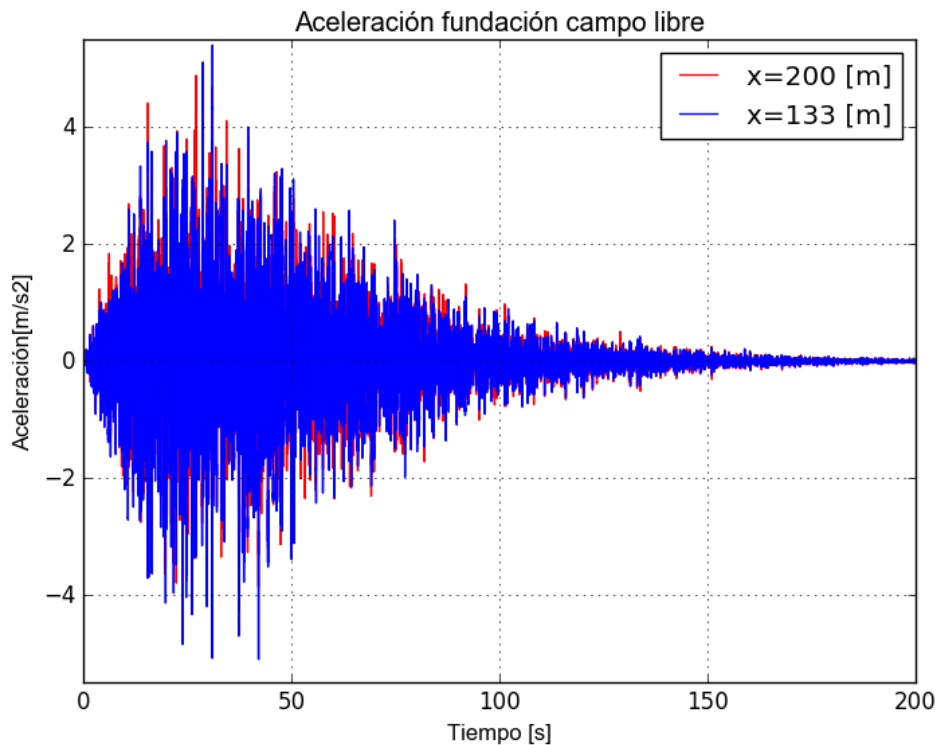


Gráfico 7 Medidas de aceleración de respuesta en la superficie de la fundación en el campo libre. FLAC<sup>3D</sup>

medida de aceleración en la fundación (con ambos softwares) es variable, dependiendo del punto en donde se mida. En el gráfico 7 puede verse, por ejemplo, como la aceleración de respuesta en la superficie de la fundación es aproximadamente similar a la señal de diseño, pero presenta variaciones pequeñas al medirse al medio del modelo, o en el primer tercio de la fundación considerada.

En RS2 en tanto, se siguió el mismo procedimiento y la señal obtenida en superficie puede observarse en el gráfico 8.

Es necesario agregar que la señal superficial de respuesta conseguida siguiendo el procedimiento de deconvolución, entrega una aceleración superficial que es superior a la aceleración de diseño. En estos dos gráficos (7 y 8) puede notarse claramente que los peaks de aceleración están más cerca de los 0.5g que a los 0.45g. Esto resulta bueno en cierto sentido, pues permite evaluar y juzgar los daños provocados en la presa de relaves con un sismo que es más fuerte, lo que otorga una cota superior de los daños esperables en la estructura geotécnica.

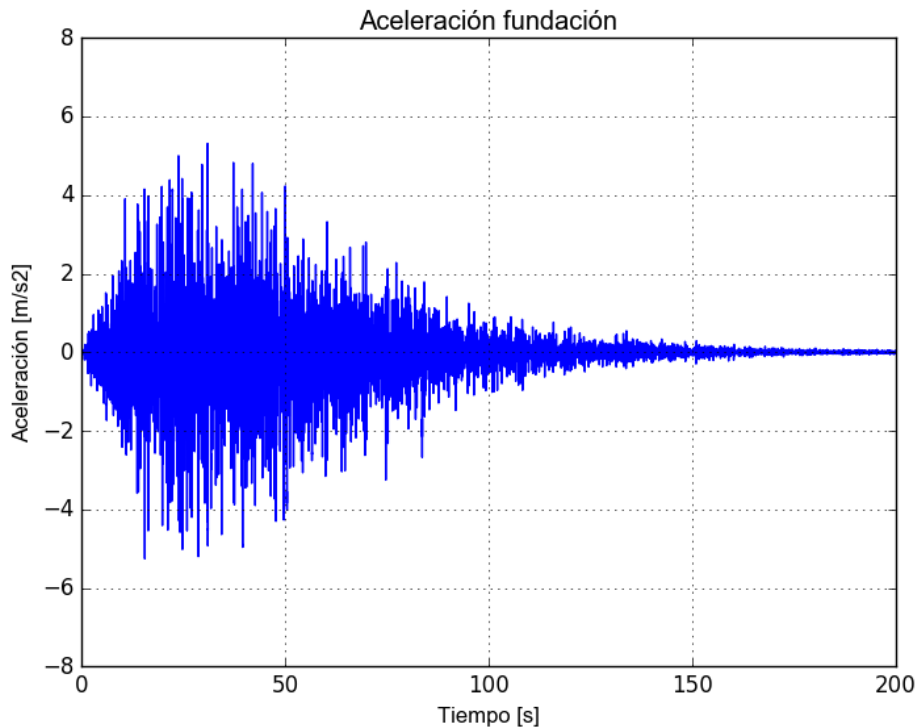


Gráfico 8 Aceleración de respuesta superficial en el modelo de fundación en el campo libre. RS2



# Capítulo 5 RESULTADOS SIMULACIONES ESTÁTICAS Y PSEUDOESTÁTICAS

Los análisis estáticos y pseudoestáticos han sido realizados usando los softwares SLIDE, RS2 y FLAC<sup>3D</sup>.

Para los análisis de equilibrio límite llevados a cabo en SLIDE, se toman los valores de ángulo de fricción interna  $\Phi$ , cohesión  $c$ , y peso específico de los materiales según la tabla 5. De acá en adelante, en las simulaciones hechas en SLIDE, se ha tomado una superficie que compromete parte del coronamiento de la presa. Esta consideración se ha hecho debido a que esta porción es el área que con el resto de simulaciones resultó el área crítica de falla, y, por lo tanto, sirve fines comparativos. Dicha superficie de comparación será llamada desde acá, como *superficie AB*.

## 5.1 CASO ESTÁTICO EQUILIBRIO LÍMITE

La figura 30 presenta el factor de seguridad estático mediante el método de equilibrio límite (software SLIDE) utilizando la metodología de Spencer.

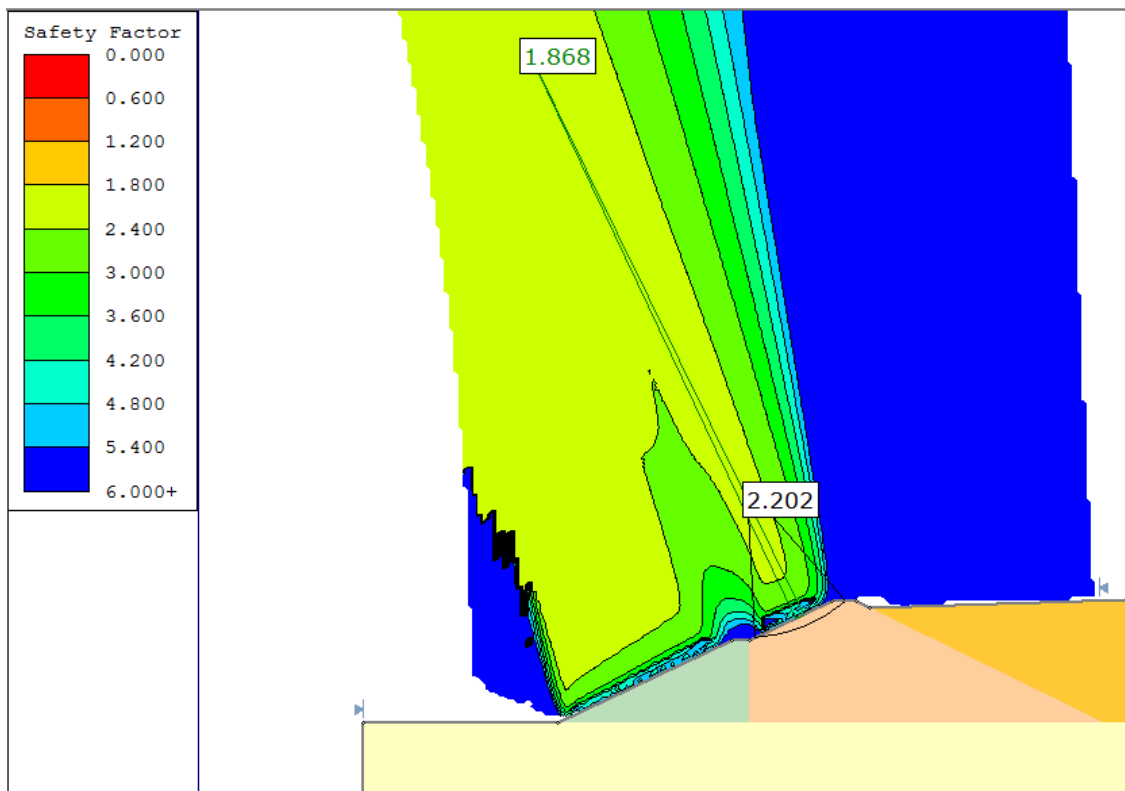


Figura 30 Factor de seguridad estático mediante equilibrio límite. Método de Spencer

De la figura 30, del análisis hecho en SLIDE, se obtiene un FS crítico igual a 1.87 superficial. Se ha puesto también el valor del FS para la superficie que se está analizando, la cual involucra una masa similar a la que se obtuvo por modelamiento numérico. (ver secciones 5.4 y 5.6).

Por otro lado, tomando la ecuación (3.4) de la sección 3.1.2.2 sobre el método del talud infinito, considerando que la pendiente del muro es hecha bajo la razón H: V=2:1 se tiene que

$$\tan(\beta) = \frac{1}{2} \quad (5.1)$$

Por lo que el FS crítico es,

$$FS = \frac{\tan(42^\circ)}{1/2} = 1.8 \quad (5.2)$$

Esto es 0.07 unidades menor que el factor de seguridad crítico obtenido por el método de Spencer en SLIDE, y se da a nivel superficial.

La superficie AB en tanto, presenta un FS alto, igual a 2.2 aproximadamente.

## 5.2 CASOS PSEUDOESTÁTICOS : EQUILIBRIO LÍMITE

Para revisar el desempeño de las relaciones para los coeficientes sísmicos propuestos por autores los autores Noda-Uwave (1976), Marcuson (1981) y Saragoni (1993), se simula la situación considerando varios enfoques de cálculo para los coeficientes sísmicos.

Entre los criterios que serán utilizados, corresponden a las fórmulas de Noda-Uwave (1976), Marcuson (1981) y Saragoni (1993) de la tabla 3. Considerando PGA del sismo de diseño igual a 0.45g los coeficientes sísmicos quedan listados en la tabla 8.

*Tabla 8 Criterios pseudoestáticos analizados y su correspondiente coeficiente sísmico horizontal considerando el sismo de diseño.*

<b>Autor</b>	<b>Relación considerando PGA=0.45g</b>	<b>Coeficiente sísmico horizontal k<sub>h</sub> (PGA=0.45g)</b>
<b>Noda y Uwave</b>	$K_h=0.33*(a_{m\acute{a}x}/g)^{0.33}$	0.25
<b>Marcuson</b>	$K_h=0.5*a_{m\acute{a}x}/g$	0.23
<b>Saragoni</b>	$K_h=0.3*a_{m\acute{a}x}/g$	0.14

### 5.2.1 Coeficiente de Saragoni ( $k=0.14$ )

En la figura 31 se muestran las superficies para el factor de seguridad pseudoestático, utilizando la fórmula de Saragoni para el sismo de diseño. El método es Spencer en el software SLIDE.

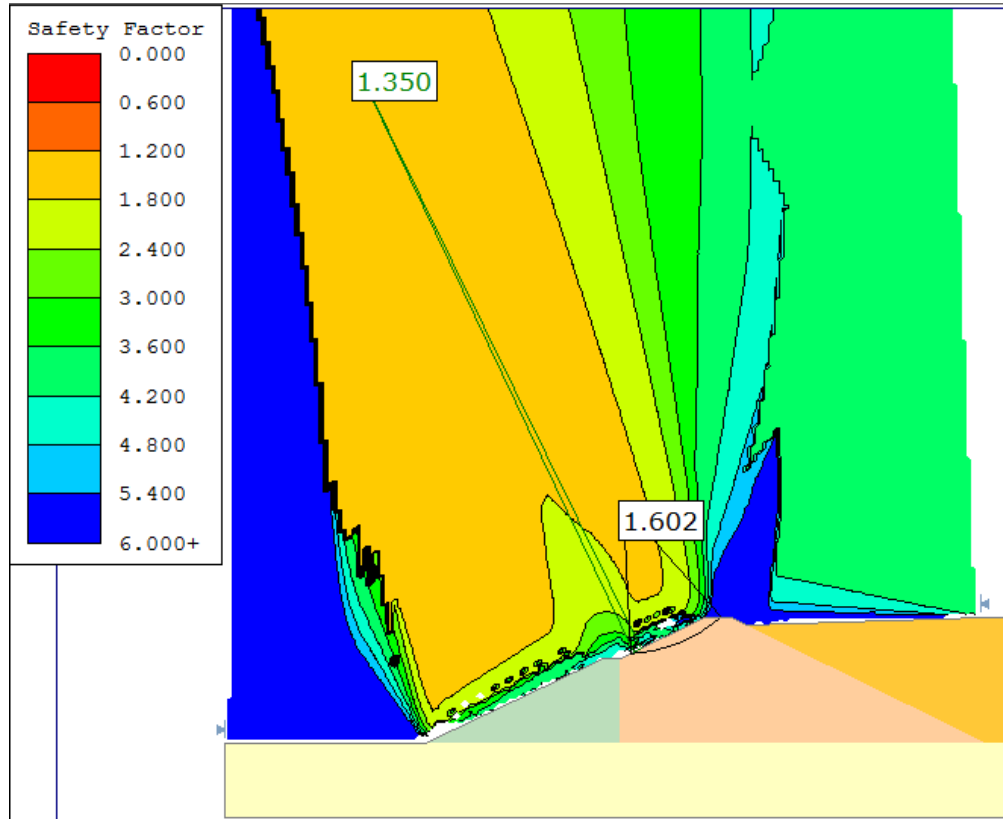


Figura 31 Factor de seguridad pseudoestático, considerando fórmula de Saragoni ( $k=0.14$ )

Con el método simplificado del talud infinito pseudoestático, siguiendo la ecuación (3.22) se obtiene un FS crítico igual a 1.31, esto es 0.04 respecto al factor de seguridad crítico dado por SLIDE (FS=1.35), que corresponde de igual manera a una superficie pequeña de baja profundidad. Hay que agregar que debido a que la fórmula del talud infinito no considera profundidad, siempre arrojará como resultado un FS crítico menor a cualquier superficie que pueda dar SLIDE, debido a que este software al asumir superficies circulares siempre tiene asociada una profundidad.

Por otra parte, el FS obtenido para la superficie AB marcada en la figura 31 es igual a 1.6 que es 0.3 unidades superior al obtenido por el FS crítico de SLIDE y por la ecuación (3.22). Hay que agregar que el FS obtenido para la superficie AB es de alto valor por lo que esta superficie se consideraría estable en caso de sismo.

### 5.2.2 Coeficiente de Marcuson ( $k=0.23$ )

En la figura 32 se muestran las superficies para el factor de seguridad utilizando el método de Spencer en SLIDE, tomando coeficiente pseudoestático de Marcuson para el sismo de diseño de 0.45g.

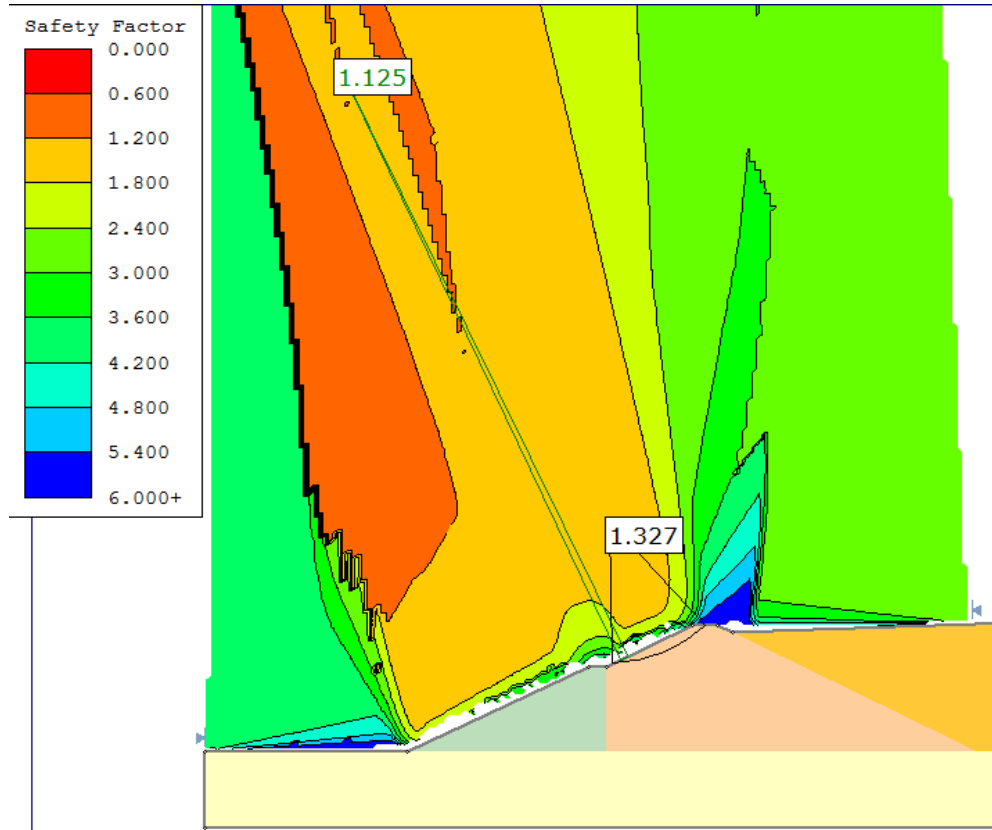


Figura 32 Factor de seguridad pseudoestático, considerando fórmula de Marcuson ( $k=0.23$ )

De lo observado de la figura 32, se tiene un FS crítico según SLIDE igual a 1.13, mientras que, aplicando la ecuación pseudoestática (3.22) se tiene un valor igual a 1.09. La superficie AB tiene un FS igual a 1.33. Este valor para la superficie AB es considerado estable en muchas guías de aceptabilidad sobre casos pseudoestáticos, mientras que para la superficie crítica (FS=1.13) este valor está asociado a un caso límite en análisis pseudoestático.

### 5.2.3 Coeficiente de Noda y Uwave ( $k=0.25$ )

En la figura 33 se muestran las superficies para el factor de seguridad, tomando coeficiente pseudoestático de Noda-Uwave, se utiliza el método de Spencer.

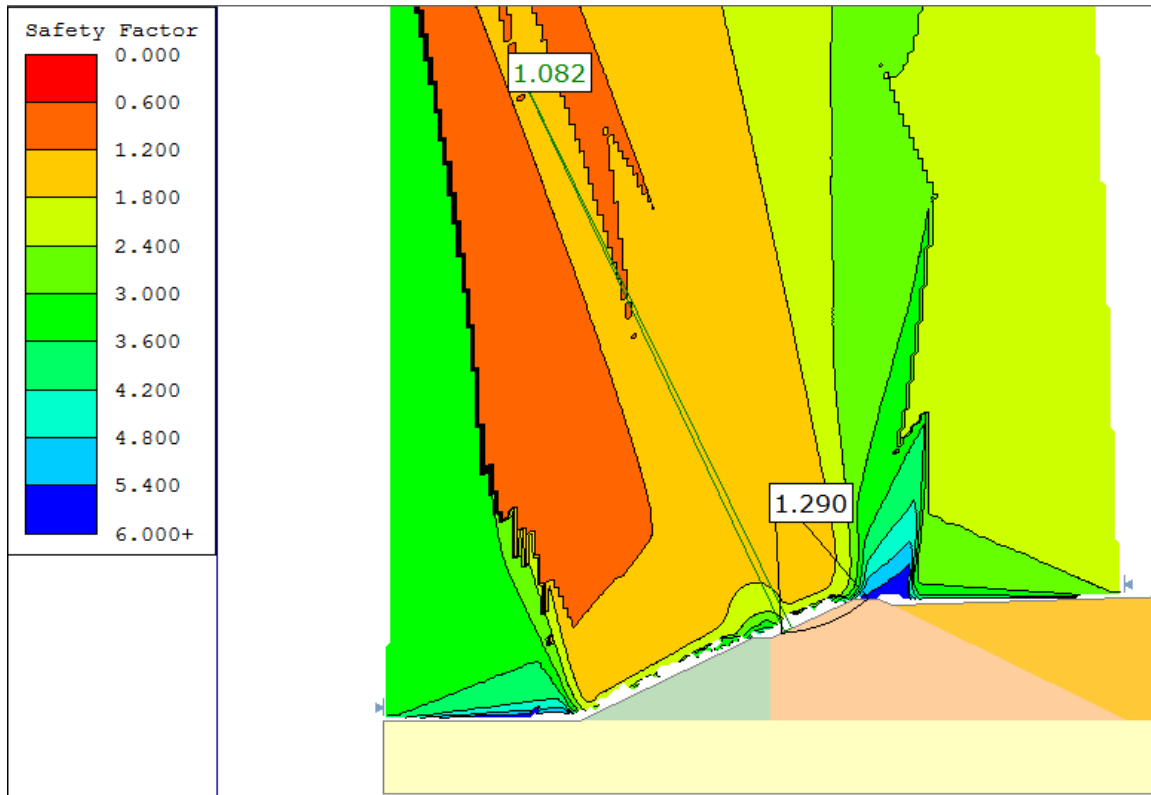


Figura 33 Factor de seguridad pseudoestático, considerando fórmula de Noda y Uwave ( $k=0.25$ )

Para este caso dado por la figura 33, considerando un coeficiente pseudoestático según la relación de Noda-Uwave se obtiene un valor crítico para el FS igual a 1.08 en el software SLIDE, mientras que con la ecuación del talud infinito se obtiene un valor igual a 1.05. La superficie AB en tanto, resulta con un factor de seguridad igual a 1.29.

Con lo anterior, la ecuación (3.22) ha tenido una concordancia con los FS críticos obtenidos en SLIDE, debido a que las superficies de SLIDE también tienen baja profundidad, por lo que la estimación es similar, aunque SLIDE arroja valores mayores en todos los casos.

### 5.3 $K_y$ SPENCER (SLIDE)

En cuanto al coeficiente de fluencia  $k_y$ , se tiene un valor crítico igual a 0.29, a nivel superficial del muro, con una superficie similar a la de todos los factores de seguridad críticos calculados hasta ahora (incluyendo pseudoestáticos). Hay que notar también que este valor mínimo para el coeficiente de fluencia coincide con la locación del FS mínimo calculado en la situación estática (figura 30). Esto es esperable, ya que esta locación presenta el valor más cercano a la unidad, por lo que necesita una menor aceleración de fluencia para caer en un estado de equilibrio límite.

Por otro lado, la superficie AB tiene un coeficiente sísmico de fluencia igual a 0.39, lo cual es un valor alto considerando que el peak de aceleración del sismo sintético de diseño es de 0.45g. Esto quiere decir que solo los valores de aceleración comprendidos en el intervalo [0.39g-0.45g] son los que provocarán desplazamientos permanentes en la estructura a nivel de la superficie AB.

El mismo razonamiento puede aplicarse para la superficie crítica, donde las aceleraciones del registro de diseño comprendidas en el intervalo [0.29g-0.45g] son las que inducen desplazamiento.

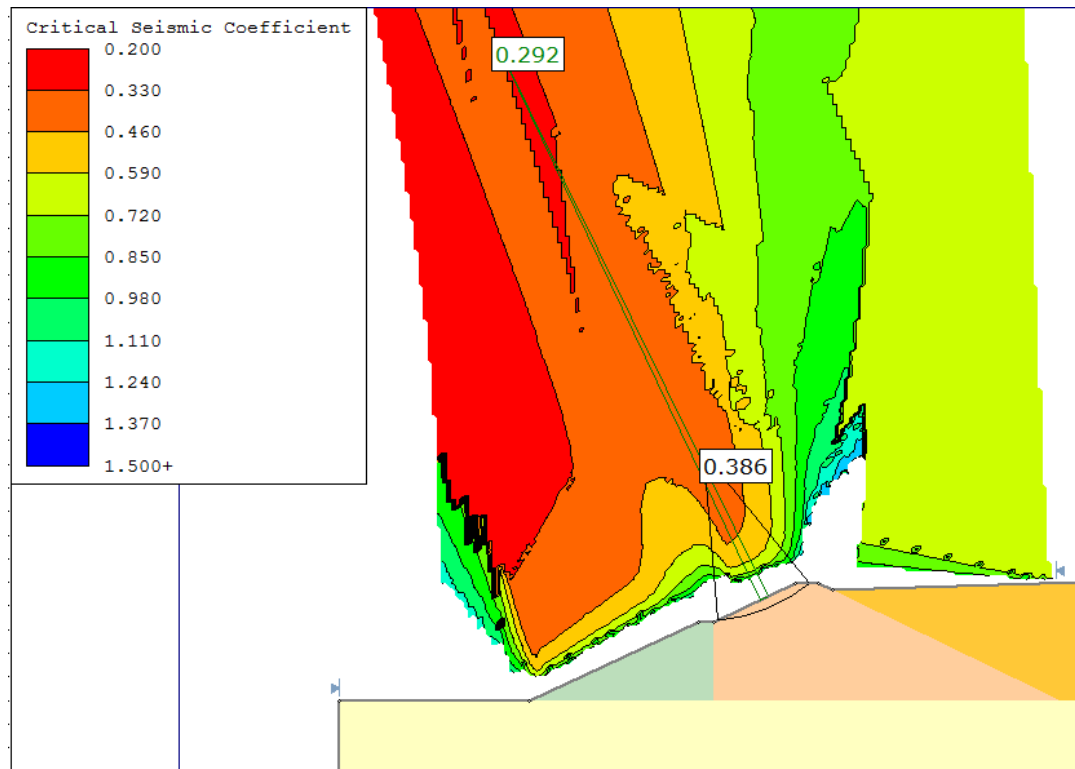


Figura 34 Contorno del coeficiente de fluencia  $K_y$ . Método de Spencer. SLIDE

## 5.4 SIMULACIONES ESTÁTICAS POR FEM (RS2)

Se realiza una simulación inicial en el software RS2 para observar los desplazamientos in situ debido a la acción de la gravedad. El fin de realizar esta prueba, es sentar un punto de comparación común entre los análisis hechos tanto en FLAC como en RS2. De esta forma, se tienen desplazamientos del orden de los 7.6 [cm] a la altura del coronamiento de la presa, que corresponde a las tonalidades más rojas según se muestra en la figura 35.

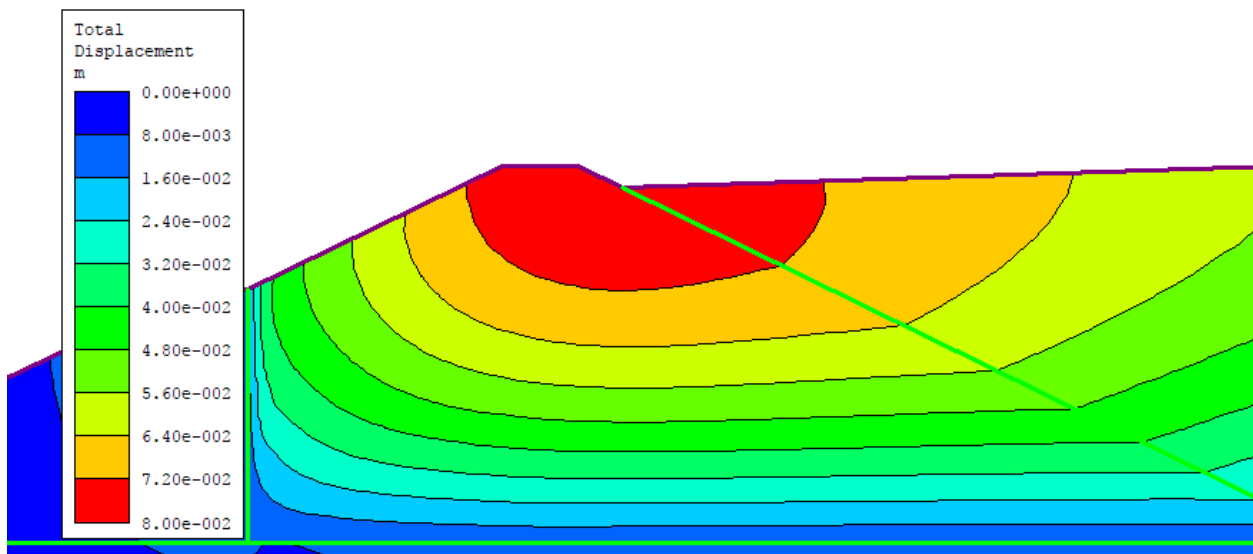


Figura 35 Asentamiento gravitatorio para la presa de relaves. (RS2)

Se ha realizado también la simulación mediante el método de reducción de resistencia al corte, con este análisis se obtiene un SRF crítico igual a 1.92. Esto cumple el FS mínimo recomendado según la tabla 4, por lo que en términos de diseño la presa es aceptable.

En las figuras 36 y 37 pueden verse las representaciones para la deformación de corte máxima y desplazamientos para la situación estática. Dichas figuras muestran cómo el patrón de deslizamiento es superficial, mostrando contornos de desplazamiento claramente más altos (en color rojo) a nivel superficial, y los desplazamientos disminuyen en niveles más profundos del muro.

Critical SRF: 1.92

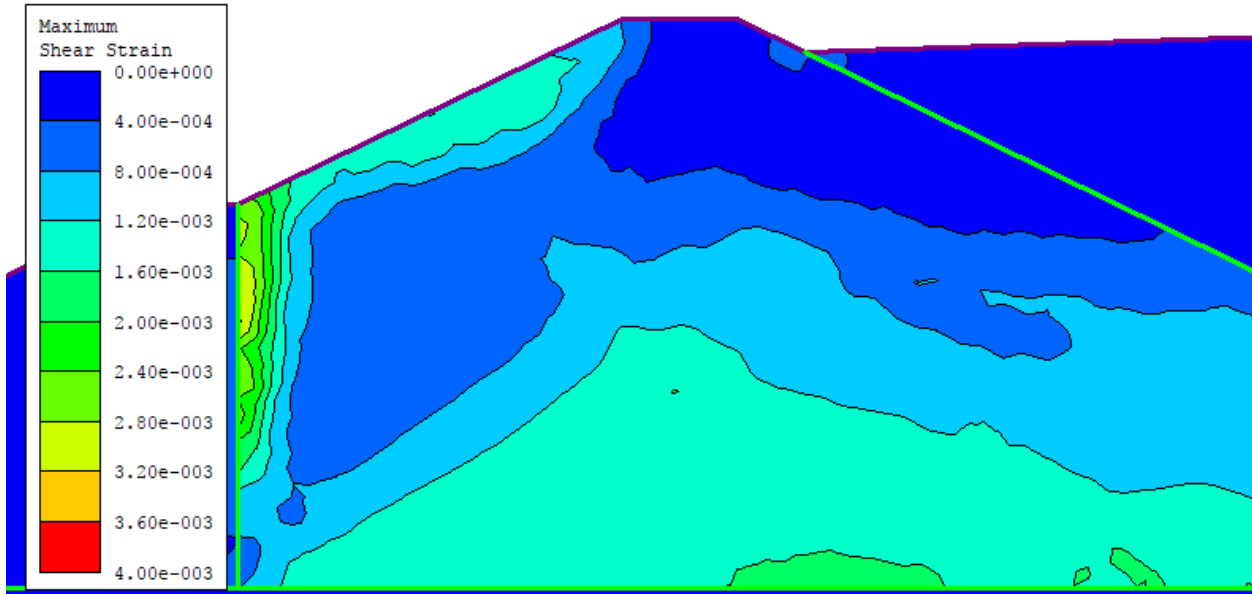


Figura 36 Deformación de corte para el caso estático. SRF=1.92

Critical SRF: 1.92

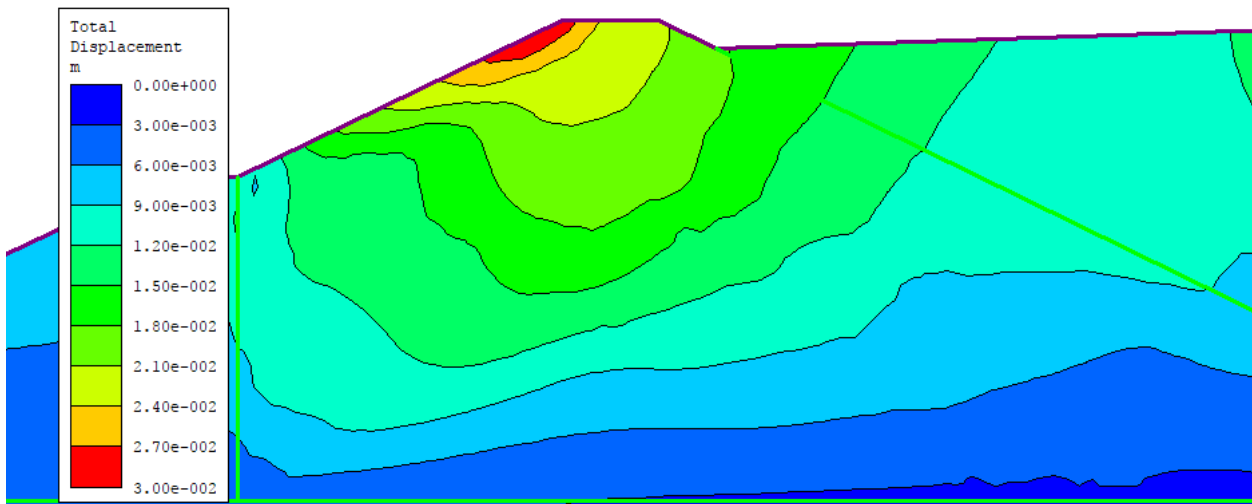


Figura 37 Desplazamiento total para el caso estático. SRF=1.92

Para entender los bajos desplazamientos que se observan en la figura 37, hay que tener en cuenta que RS2 analiza varios escenarios de SRF, y los escenarios mostrados en las figuras 36 y 37, corresponden al valor que se tiene cuando la no convergencia tiene lugar. Esto quiere decir que se pueden visualizar desplazamientos más grandes al explorar los



otros escenarios (con SRF de prueba) examinados por el software, pero hacer esto tiene la desventaja de que lleva a situaciones donde la superficie de falla es mucho más grande, puesto que las propiedades de resistencia de todos los materiales involucrados son reducidas por el mismo factor. Un escenario de esta simulación con un  $SRF^*$ , tal que  $SRF^* > 1.92$  puede verse en la sección anexos.

## 5.5 SIMULACIONES PSEUDOESTÁTICAS POR FEM MEDIANTE SRF (RS2)

En esta sección, se sigue la misma metodología de análisis usada en el equilibrio límite pseudoestático, probando los tres casos de coeficiente sísmico propuesta por los autores Saragoni, Marcuson y Noda-Uwave para un sismo sintético de PGA igual a 0.45g. La superficie AB tomada como referencia en la sección 5.1, puede verse acá naturalmente en los contornos de desplazamiento y deformación que se desarrollan desde acá en adelante.

### 5.5.1 Caso $k_n=0.14$ (Fórmula de Saragoni)

En la figura 38 se muestra el contorno de máxima deformación de corte para el caso pseudoestático utilizando el coeficiente de Saragoni.

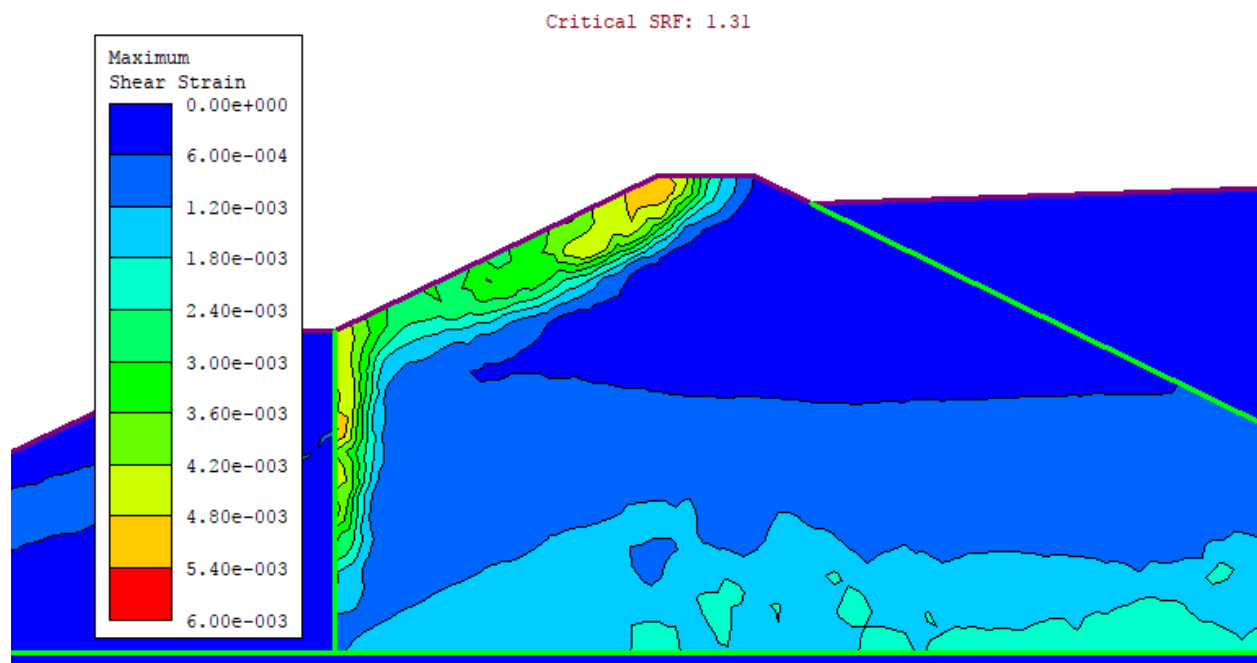


Figura 38 Deformación de corte máxima considerando  $k=0.14$

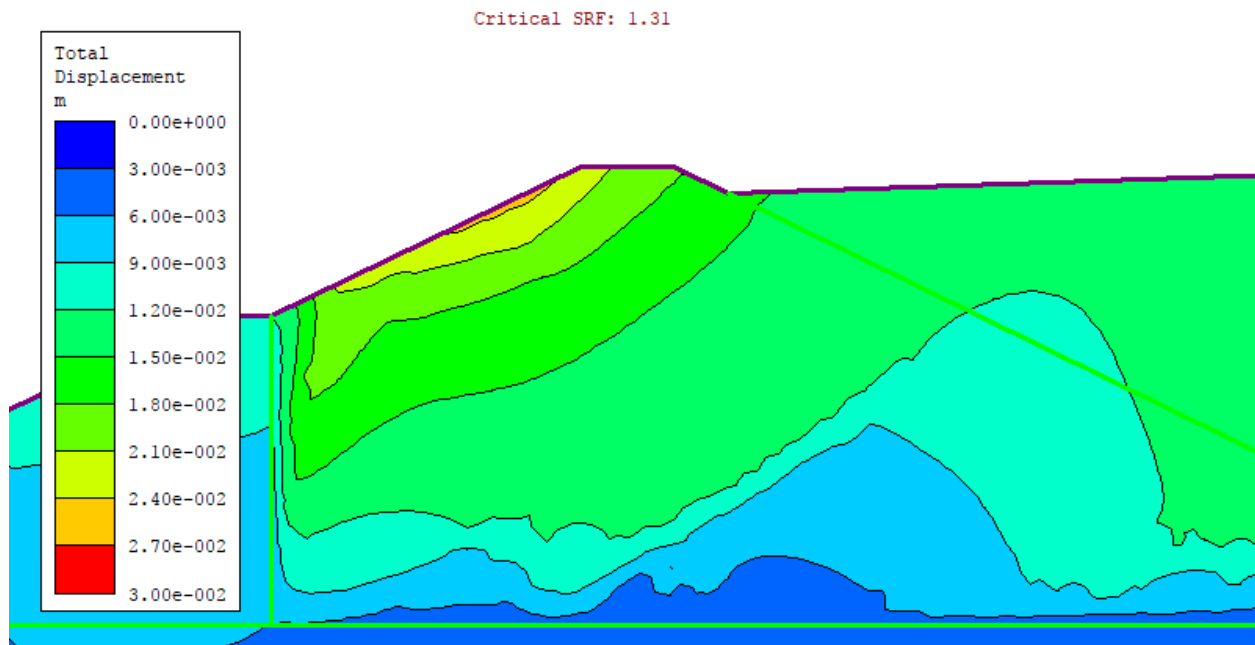


Figura 39 Desplazamientos máximos,  $k=0.14$

En esta situación dada por las figuras 38 y 39, se tiene una superficie crítica cuyo SRF es igual a 1.31. Acorde los criterios de aceptabilidad listados en la tabla 4, esta situación sísmica se considera aceptable. Se observa también cómo las deformaciones de corte más grandes comienzan a desarrollarse a nivel de cresta, deslizándose aguas abajo, lo cual es muy similar a lo que se observó en el caso estático en las figuras 36 y 37.

El contorno de la figura 39, muestra un desplazamiento máximo para el caso igual a 2.5 [cm] aproximadamente.

### 5.5.2 Caso $k_h=0.23$ (Fórmula de Marcuson)

Tomando el valor del coeficiente sísmico igual a 0.23, según la fórmula de Marcuson, se obtiene un FS crítico de 1.1 aproximadamente. Esto según la tabla 4 de aceptabilidad de diseño, corresponde a un caso límite por lo que es claramente un criterio más conservador de análisis.

De lo que se observa en las figuras 40 y 41 el modo de falla es el mismo que se obtiene considerando un coeficiente sísmico igual a 0.14.

Critical SRF: 1.08

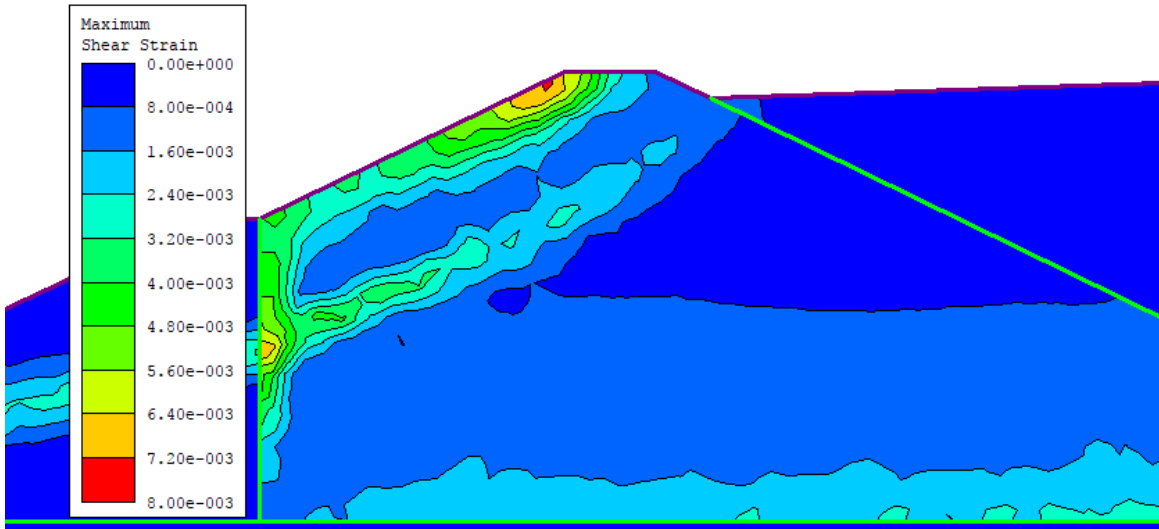


Figura 40 Deformación de corte máxima. SRF=1.08

Critical SRF: 1.08

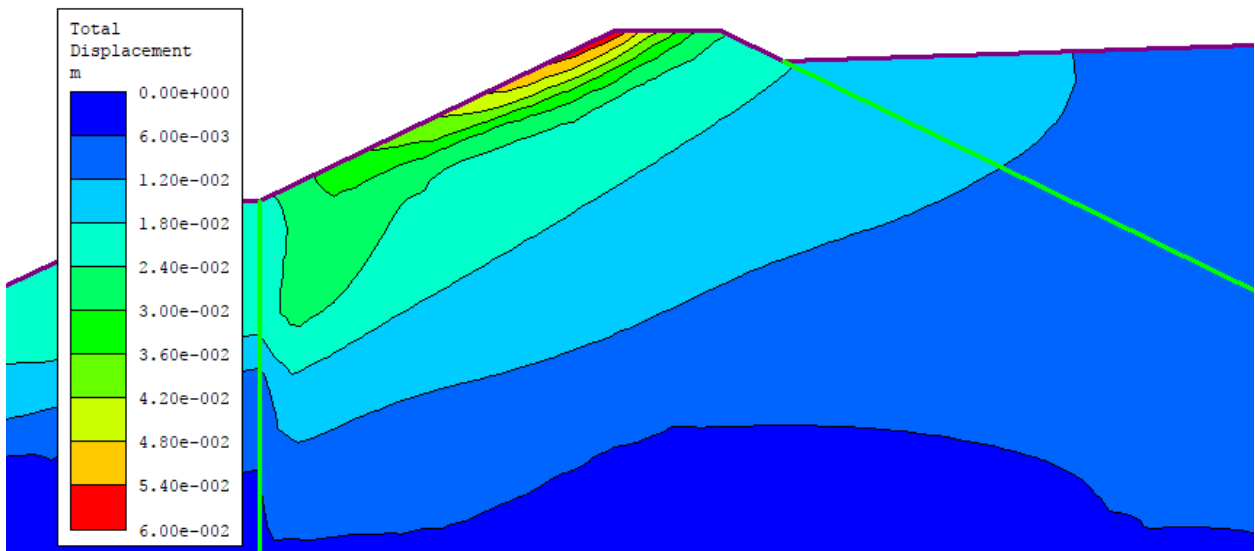


Figura 41 Contorno de desplazamientos totales, SRF=1.08. Fórmula de Marcuson

Considerando el criterio de Marcuson, se observa un SRF correspondiente a estabilidad límite. Esto no se considera un factor de seguridad seguro, por lo que la superficie clasificaría como un caso no aceptable en términos de diseño. La figura 41 muestra un desplazamiento máximo para la situación igual a 6 [cm].

### **5.5.3 Caso $k_h=0.25$ (Noda-Uwave)**

Considerando el coeficiente sísmico igual a 0.25 según la relación de Noda-Uwave, el SRF crítico que se obtiene es igual a la unidad, el cual no se considera recomendable desde el punto de vista de aceptabilidad de diseño.

Al igual que los casos anteriores, el modo de falla para el muro que se obtiene, es el mismo, de lo que se concluye que la diferencia entre estas metodologías de coeficientes sísmicos radica principalmente en la obtención de diferentes FS críticos, lo que se traduce posteriormente en diseños más o menos conservadores, según el criterio usado para la obtención de un coeficiente sísmico.

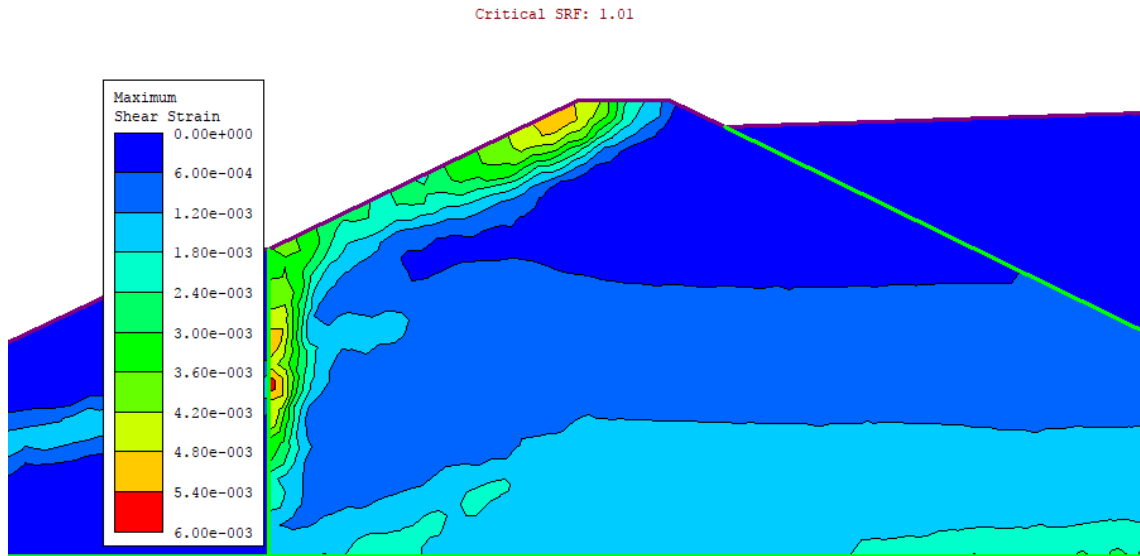


Figura 42 Contorno de máximo desplazamiento de corte. Fórmula de Noda y Uwave.

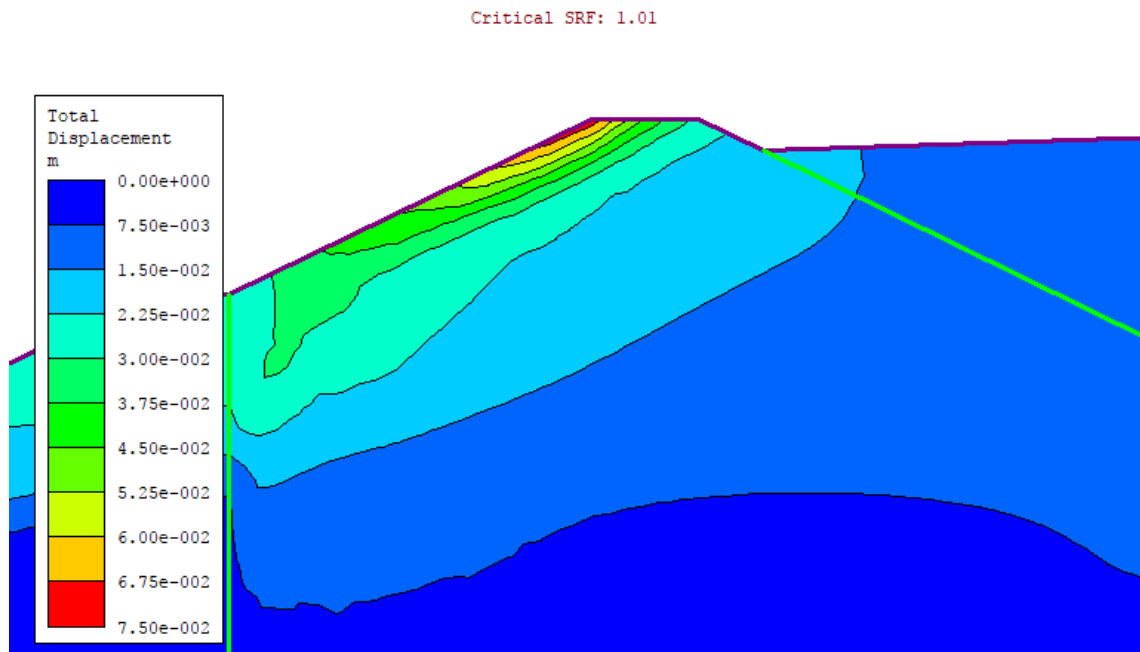


Figura 43 Contorno de máximo desplazamiento total. Noda y Uwave.  $K=0.25$

El desplazamiento máximo en donde ocurre la no convergencia del modelo que se obtiene para este caso, es de aproximadamente 7.3 [cm].

En toda la sección 5.5 por lo tanto, se han obtenido superficies de falla similares con todos los coeficientes pseudoestáticos, con variaciones ascendentes en los

desplazamientos máximos obtenidos, conforme el coeficiente sísmico aumenta de valor. El modo de falla en tanto es similar, correspondiendo a deslizamientos a nivel superficial.

## 5.6 SIMULACIONES ESTÁTICAS POR FDM (FLAC<sup>3D</sup>)

Respecto al asentamiento gravitatorio para la estructura, se observa gran concordancia con los valores obtenidos en RS2 (figura 35). El asentamiento a nivel de cresta es del orden de los 7.8 cm, esto es alrededor de 0.2 cm de discrepancia con RS2 para esta zona. El contorno de asentamientos de la figura 44 corresponde al modelo Mohr-Coulomb. Hay que mencionar que el contorno de desplazamiento total (dado por la gravedad) de la figura 35 en RS2, es obtenida mediante modelo elástico.

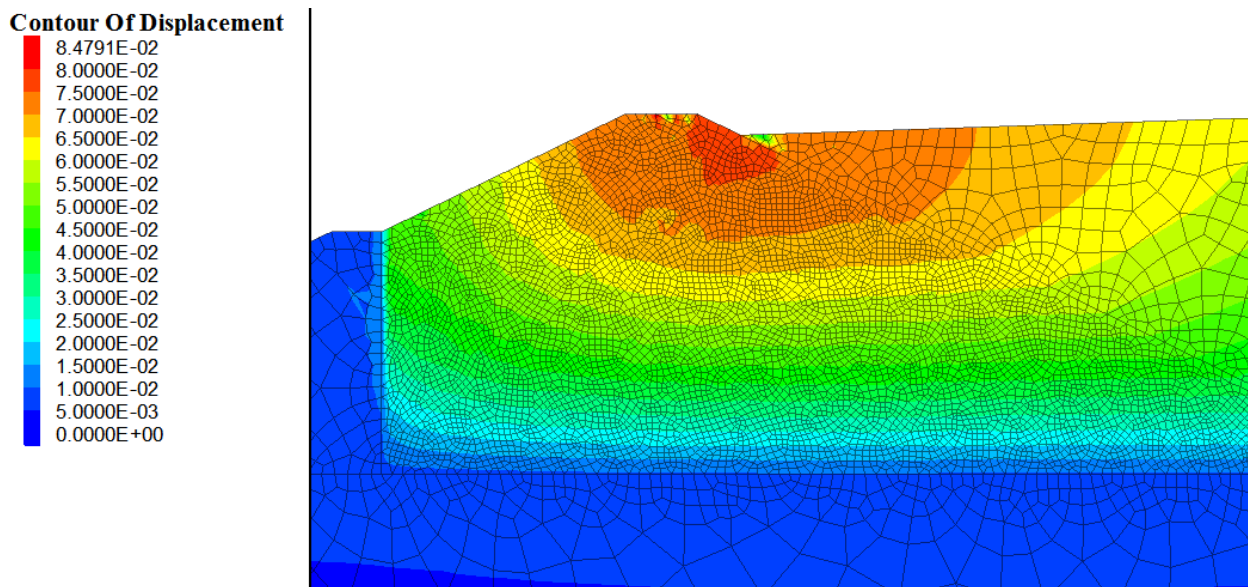


Figura 44 Modelo de desplazamientos in situ para la presa de relaves. Modelo constitutivo Mohr-Coulomb.

Las simulaciones estáticas realizadas, muestran los dos casos relatados en secciones anteriores. El límite inferior arroja un factor de seguridad igual a 2.02 este factor de seguridad representa el último estado estable del talud. El desplazamiento máximo para esta situación corresponde a 2.8 metros, mientras que la tendencia general de la superficie deslizante tiene desplazamientos del orden de los 1.5 metros (tonalidades verdes en la figura 45). A diferencia de RS2, FLAC<sup>3D</sup> entrega una medida del colapso que tiene lugar al utilizar el método de SRF de RS2 debido a que esta formulación está diseñada para converger bajo criterios cinemáticos.

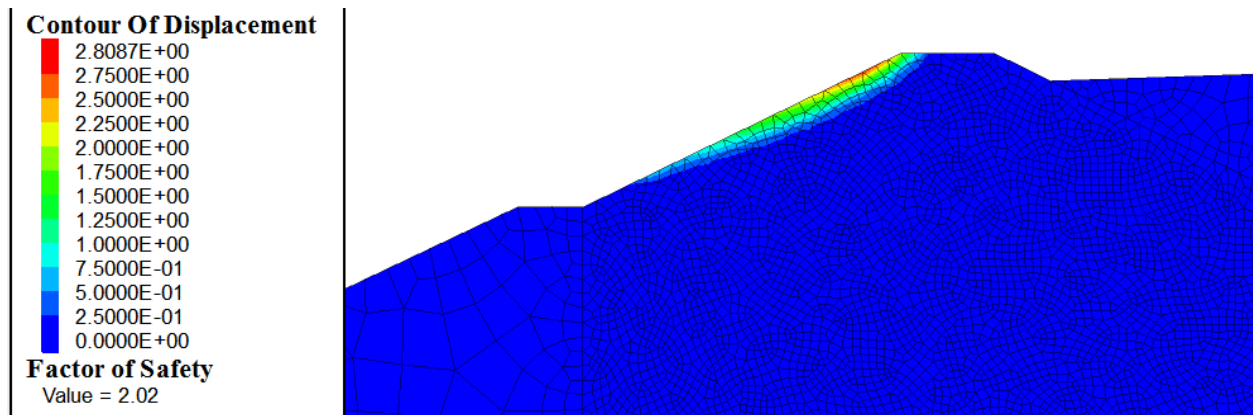


Figura 45 Desplazamientos obtenidos tomando SRF=2.02. Límite inferior.

La situación cambia bastante en términos de desplazamiento para la cota superior del factor de seguridad. Donde se tiene un desplazamiento superficial máximo de 6 metros, y los tonos verdes de la figura 46 muestran tendencias en torno a los 3.5 metros. El contorno de desplazamiento dado por la figura 46 corresponde al mínimo estado inestable de la simulación.

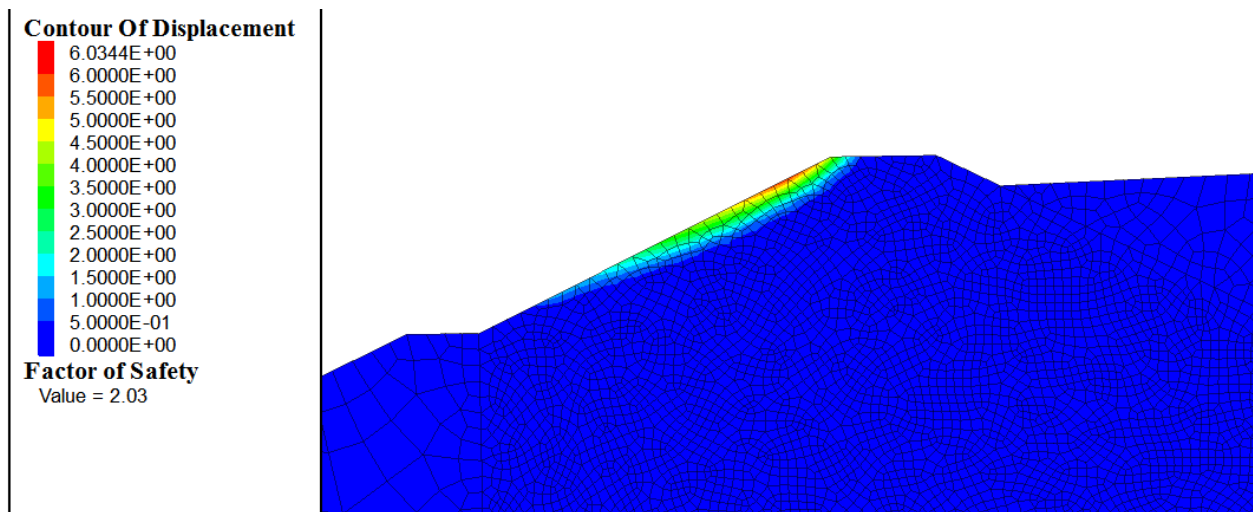


Figura 46 Desplazamientos obtenidos tomando SRF=2.03. Límite superior.

De esta manera, el factor de seguridad para la situación según el análisis de diferencias finitas corresponde a un valor  $FS^*$  dado por el último estado estable, que tiene un valor igual a 2.02. Este valor será considerado igual a 2 desde ahora en adelante, y es 0.1 unidades mayor que el valor obtenido mediante el software RS2.

A partir de los contornos de desplazamiento dados por las figuras 45 y 46, se observa (en rojo) que el desplazamiento máximo ocurre a nivel superficial, dando origen a una falla superficial que moviliza esta sección del muro. Esto es concordante con el modo de

falla obtenido en RS2, y con los valores críticos de factor de seguridad obtenidos en SLIDE, los cuales tienen baja profundidad.

## Capítulo 6 RESULTADOS SIMULACIONES DINÁMICAS

---

### 6.1 SIMULACIÓN CON FEA RS2

En la figura 47 se muestra la configuración del modelo dinámico realizado en RS2. Las condiciones de borde dinámicas corresponden a *quiet boundary* en la base, y *transmit boundary* en los extremos verticales. El elemento usado en las simulaciones dinámicas corresponde a triángulos de 6 nodos, cuyo tamaño de sus lados sigue de igual manera, las medidas dadas en la tabla 7 según el material de cada zona del modelo.



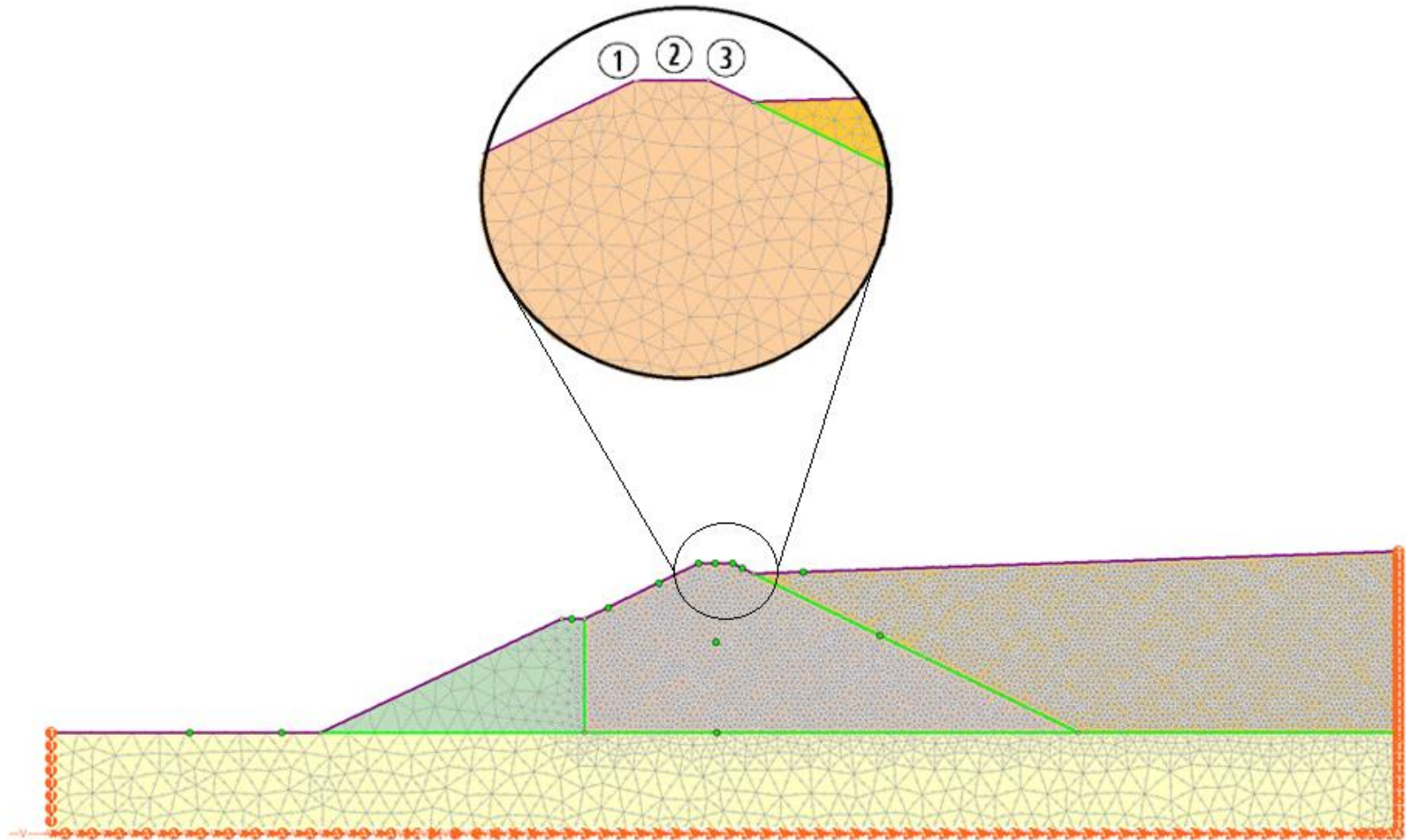


Figura 47 Mallado y condiciones de borde dinámicas para el modelo en RS2. Compliant Base. Se enumeran tres puntos en la cresta donde se monitorea asentamiento.

Los puntos en verde de la figura 47 corresponden a locaciones de monitoreo ubicadas en zonas de interés.

La simulación dinámica se ha segmentado en 4 etapas, con el fin de observar los cambios en los desplazamientos inducidos debido a la sollicitación sísmica. Se distinguen cuatro etapas, a valores de tiempo  $t=20, 50, 100$  y  $200$  [s].

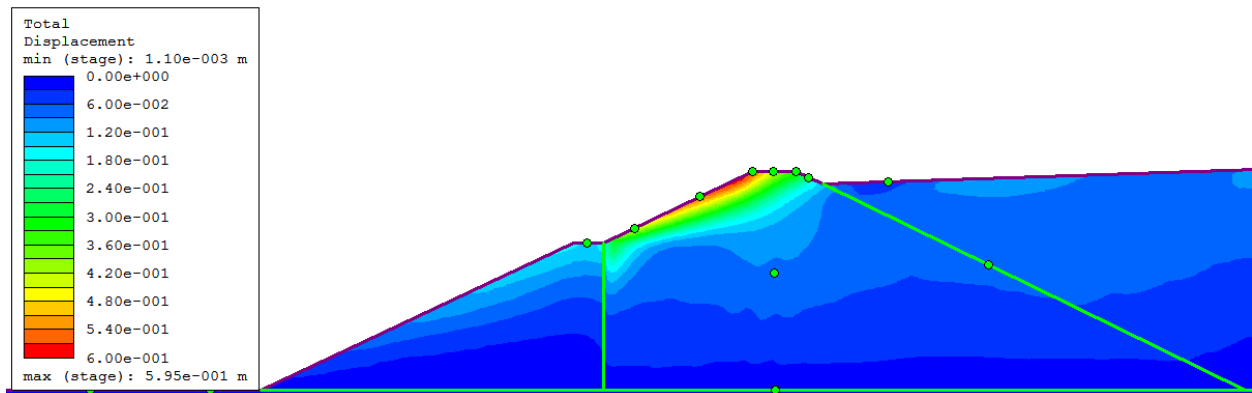


Figura 48 Desplazamientos totales en  $t=20$  [s]. Máximo=60 [cm]

En  $t=20$  segundos se observa un daño general en el muro, de donde se obtienen desplazamientos del orden de los 30 centímetros en las tonalidades verdes de la figura 48, con un máximo de 60 centímetros (color rojo) a nivel superficial en el muro.

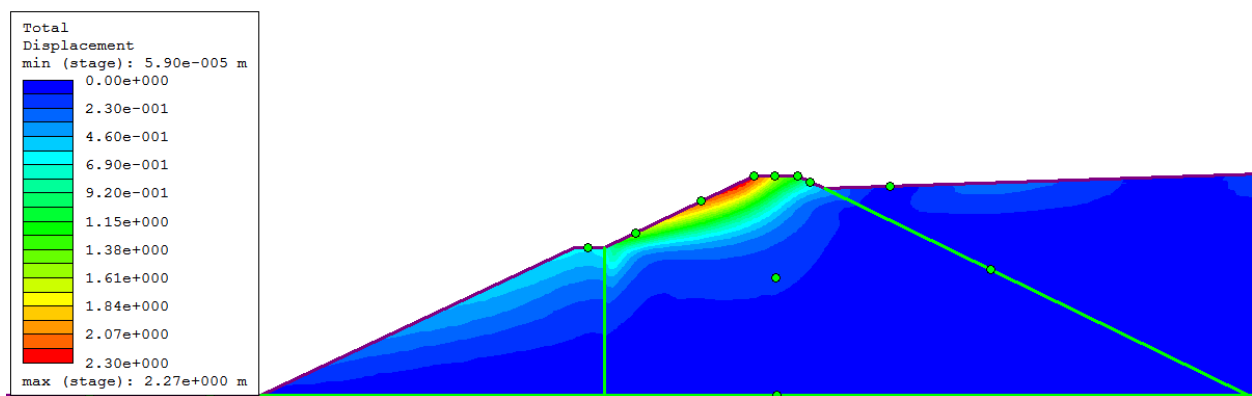


Figura 49 Desplazamientos totales en  $t=50$  [s]. Máximo=2.3 [m]

Ya en  $t=50$  [s] se pueden apreciar daños más grandes a nivel del muro, donde los contornos en verde muestran tendencias del orden de 1 metro de desplazamiento con

dirección aguas abajo. La zona roja marca desplazamientos del orden de los 2.2-2.3 metros.

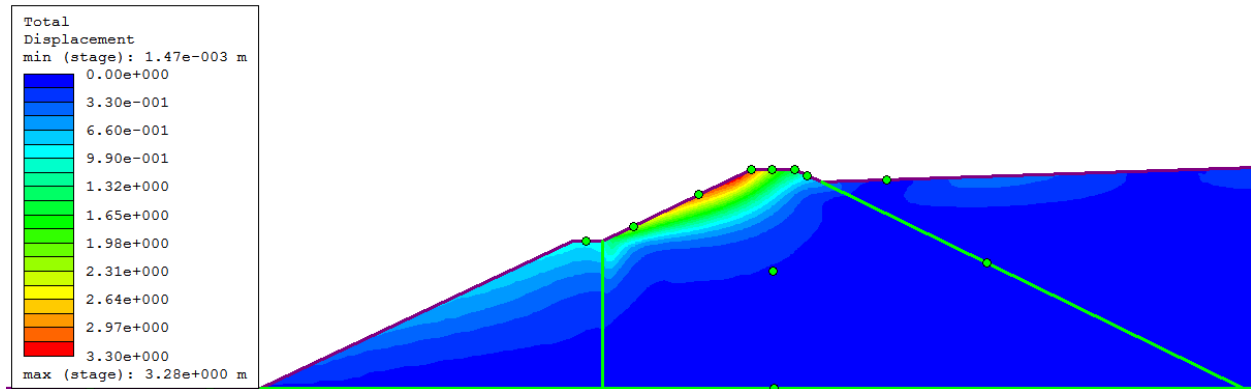


Figura 50 Desplazamientos totales en  $t=100$  [s]. Máximo=3.3 [m]

Según todas las historias de desplazamientos medidas (gráfico 9) el sismo de diseño ya ha hecho gran parte de su daño para los 100 segundos. En la figura 44 se tienen desplazamientos máximos del orden de los 3.3 para la parte superficial del muro, mientras que los tonos verdes evidencian desplazamientos en torno a 1.5-2 metros.

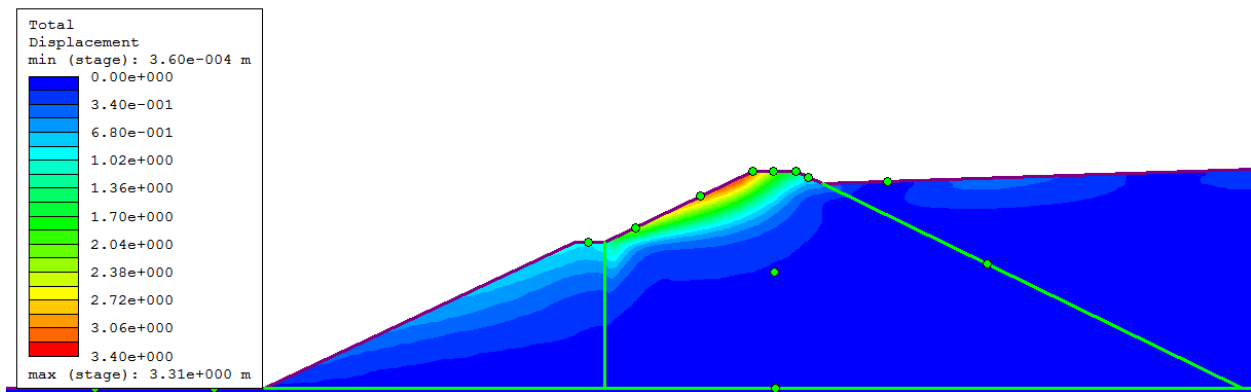


Figura 51 Desplazamientos totales en  $t=200$  [s]. Máximo=3.3 [m]

Al final del sismo, esto es en  $t=200$  [s], se tiene un desplazamiento máximo superficial de 3.3 metros (color rojo en la figura 51). Este desplazamiento máximo de la figura 51 para la etapa final, representa un incremento de 2 centímetros adicionales sobre el máximo desplazamiento obtenido en la etapa anterior ( $t=100$  [s], figura 50), existiendo un margen temporal entre estas dos situaciones de 100 segundos. Los tonos verdes de la figura 51 muestran tendencias que oscilan entre 1.5 y 2 metros, lo cual es muy similar a lo observado en  $t=100$  [s] para esa misma zona.

Los contornos de desplazamiento total resultan útiles para imaginar el escenario completo de la respuesta sísmica de la estructura, pero a través del análisis de las historias de desplazamiento tomadas, es posible examinar el desplazamiento instantáneo de puntos específicos.

Debido a la importancia del mantenimiento mínimo que debe mantenerse para el *freeboard*, se ha examinado la historia para los tres puntos situados en la cresta. Los resultados se muestran en el gráfico 9, siguiendo la enumeración dada por la figura 47.

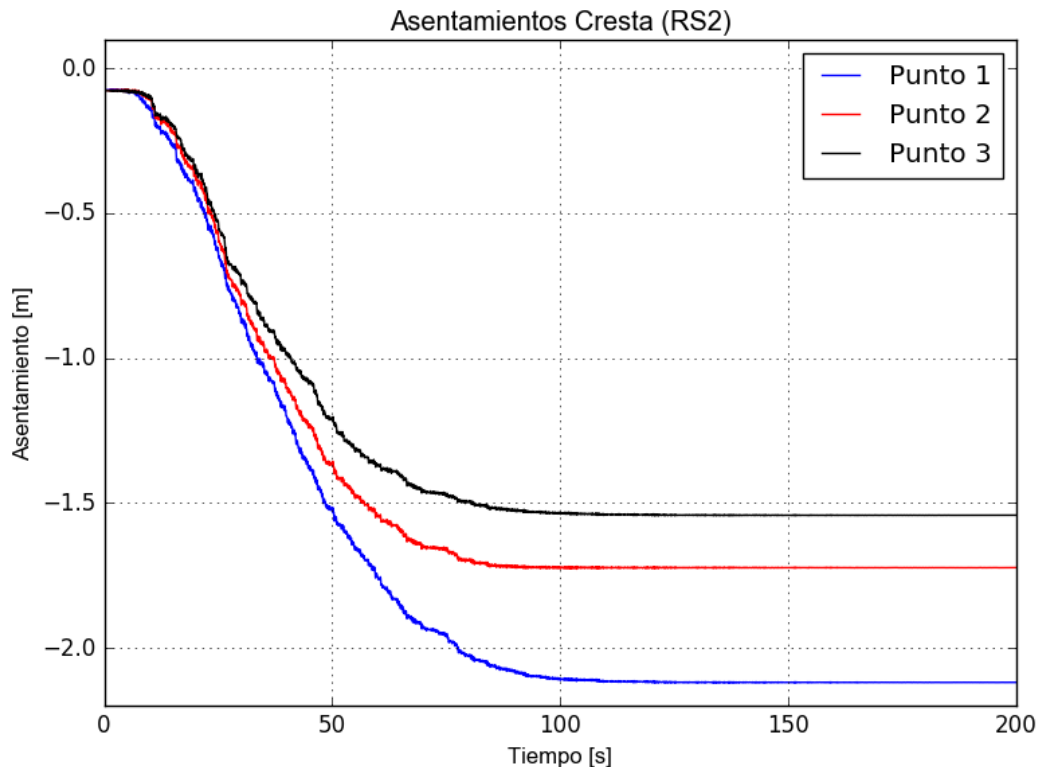


Gráfico 9 Curvas de asentamiento en la cresta del muro de empréstito. Los puntos 1, 2 y 3 son según se especifica en la figura 47.

Según lo observado en el gráfico 9, se tiene el asentamiento mayor en la cresta, dado por el punto 1, el cual alcanza valores cercanos a los 2.1 metros aproximadamente. Al ser la cresta una locación altamente vulnerable en términos de daño, el asentamiento comienza a incrementar de manera significativa alrededor del segundo  $t=4$  del sismo en adelante. Este asentamiento corresponde a una pérdida de  $2/3$  de la revancha original del muro.

En lo que respecta al punto medio de la cresta (dado por el punto 2), se tienen desplazamientos verticales permanentes de alrededor de 1.72 metros. Este valor es inferior al obtenido en el primer punto, y corresponde a una pérdida porcentual de la revancha operacional que resulta ser de aproximadamente 60%.

El punto que ha tenido menor asentamiento corresponde al tercero, donde se tienen desplazamientos del orden de los 1.5 metros. Esta situación revela que post sismo aún existe un remanente de revancha de aproximadamente metro y medio, lo cual

corresponde a aproximadamente el 50% de la revancha de diseño. Con esto, y las figuras del modelo dinámico se tiene que en una situación postsismo, el relave espesado no es propenso a sufrir desplazamientos tales que conlleven a que estos salgan fuera del muro de contención.

Así, considerando las historias tomadas para el asentamiento (gráfico 9) y las figuras de la evolución temporal de la estructura (figuras 48, 49, 50 y 51) se observan asentamientos que van desde los 2.1 [m] para el sector más dañado aguas abajo, hasta 1.5 metros para el punto de la cresta más cercano a los relaves.

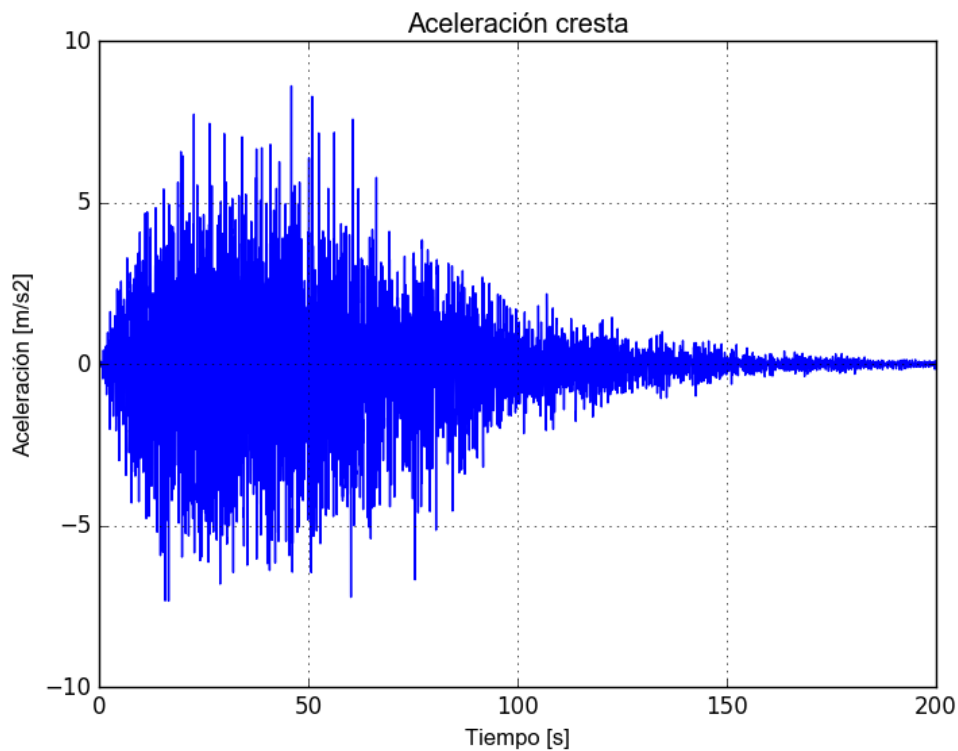


Gráfico 10 Aceleración en el punto medio de la cresta del muro de empréstito.

Otra de las historias que vale la pena analizar, corresponde a el registro de aceleración horizontal del gráfico 10, el cual corresponde al punto medio (punto 2 de la figura 47) de la cresta en el modelo dinámico, donde se observan peaks cercanos a 0.8g. Este punto corresponde al de mayor amplificación de las historias tomadas en el software RS2.

## 6.2 SIMULACIÓN DINÁMICA CON FDM FLAC<sup>3D</sup>

Los desplazamientos obtenidos para el final del sismo de diseño ( $t=200$  [s]) muestran colapso de parte importante del muro de empréstito, sin embargo, este movimiento no involucra movimiento de los relaves aguas abajo.

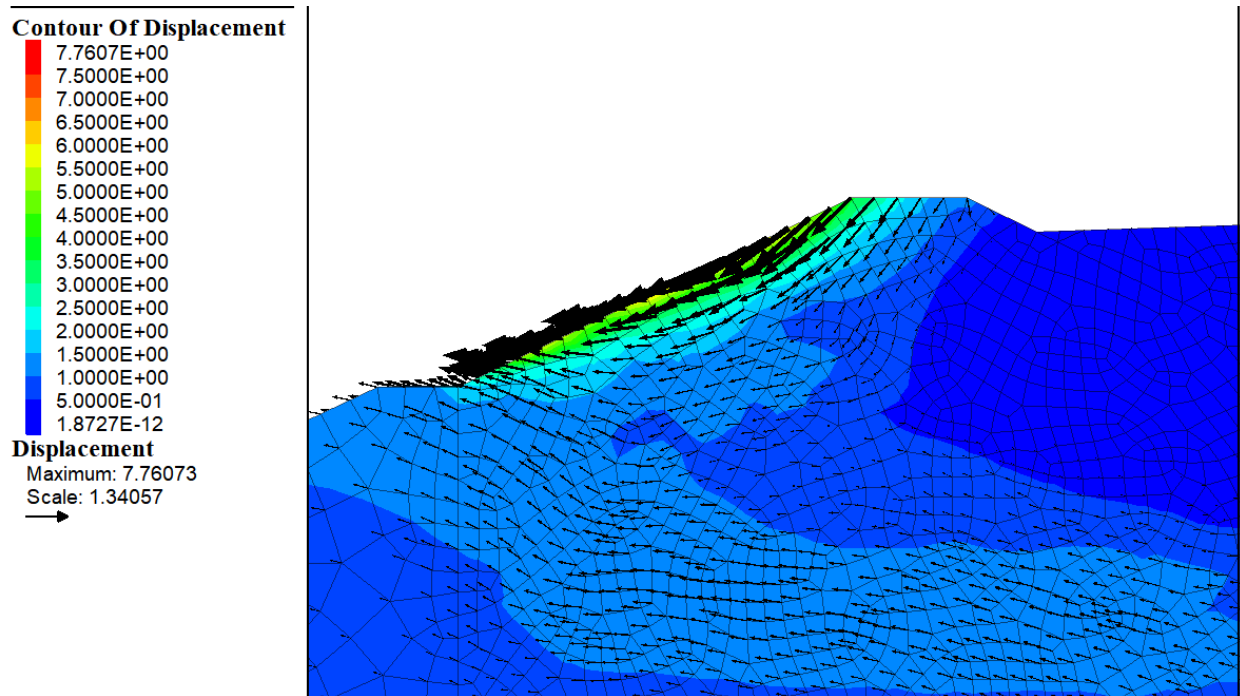
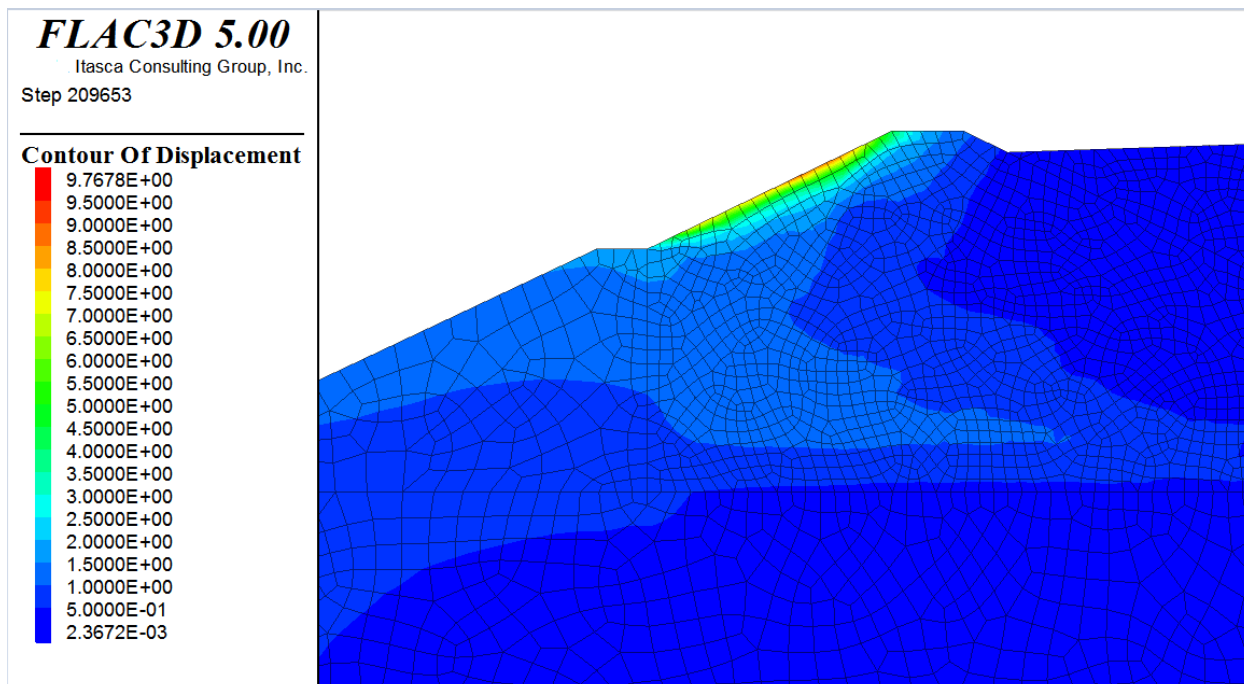


Figura 52 Contorno de desplazamiento para  $t=84$  [s]. Unidades en [m]

Los grandes desplazamientos, comienzan a observarse pasada la marca de los  $t=20$  [s] donde los peaks de aceleración comienzan a ser más cercanos a límites que rondan entre los  $0.25g-0.3g$ . Si bien FLAC<sup>3D</sup> muestra desplazamientos máximos en torno a los 8 metros para los 84 segundos de sismo, esta magnitud de desplazamiento es para un área pequeña a nivel superficial del talud. Los colores en tonos verdes muestran que la tendencia en desplazamientos está en torno los 4-4.5 metros.

Para la marca de  $t=200$  [s], se muestra que el desplazamiento máximo no ha cambiado mucho desde la situación previa a los 100 [s] de sismo. Según lo observado en las historias de desplazamiento tomadas en los puntos de control,  $t=100$  [s] representa el tiempo en donde el mayor daño al talud ya ha tenido lugar y poco daño adicional ocurre en los siguientes 100 segundos restantes del sismo de diseño.



*Figura 53 Contorno de desplazamiento en t=200 [s].  
Unidades en [m]*

El colapso del muro dirección aguas abajo al final del sismo, presenta desplazamientos cuyas magnitudes corresponden a aproximadamente al 15% de la altura total del muro.

Otro caso que debe ser analizado es referente a los desplazamientos verticales de la cresta. Según los criterios de aceptabilidad de diseño vistos en la sección 3.2, ya se ha visto que como mínimo debe conservarse el 50% de la revancha a fin de poder contener los relaves y evitar el rebosamiento de estos.

Para lo anterior, se han tomado figuras del asentamiento general en la estructura geotécnica.



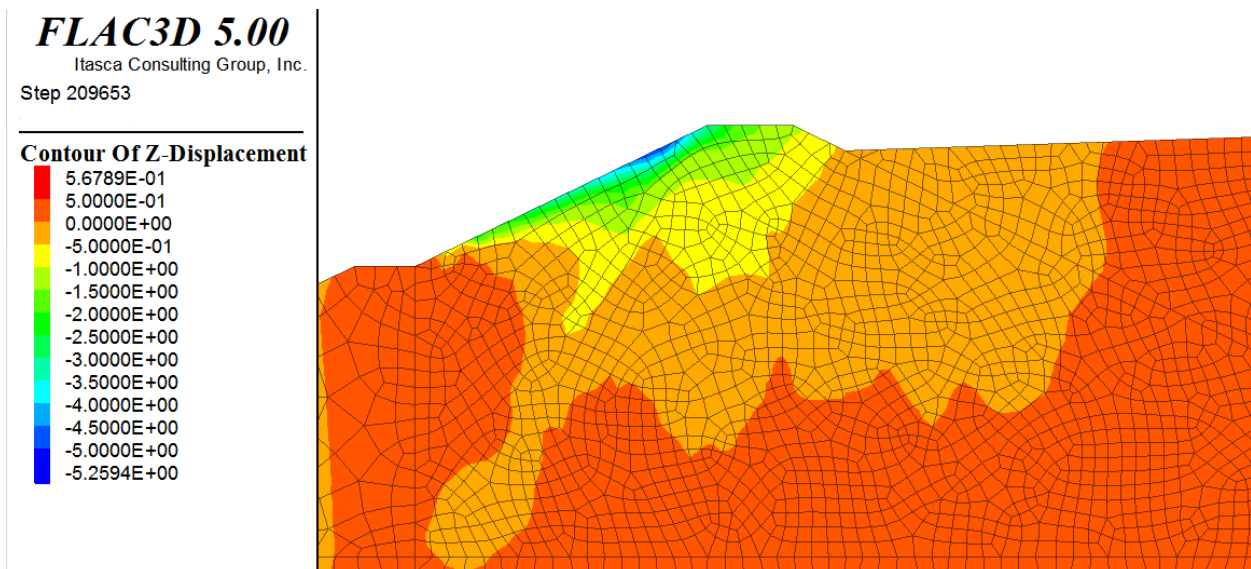


Figura 54 Contorno de desplazamiento vertical en  $t=200[s]$ .  
Unidades en [m]

La vista según la figura 54 muestra desplazamientos que van desde los 2.7 a 1.15 [m] desde la zona donde ocurre la falla hasta donde están los relaves respectivamente. Tomando otra vista isométrica para esta situación, puede observarse una situación que exhibe asentamientos un poco más grandes que la imagen anterior.

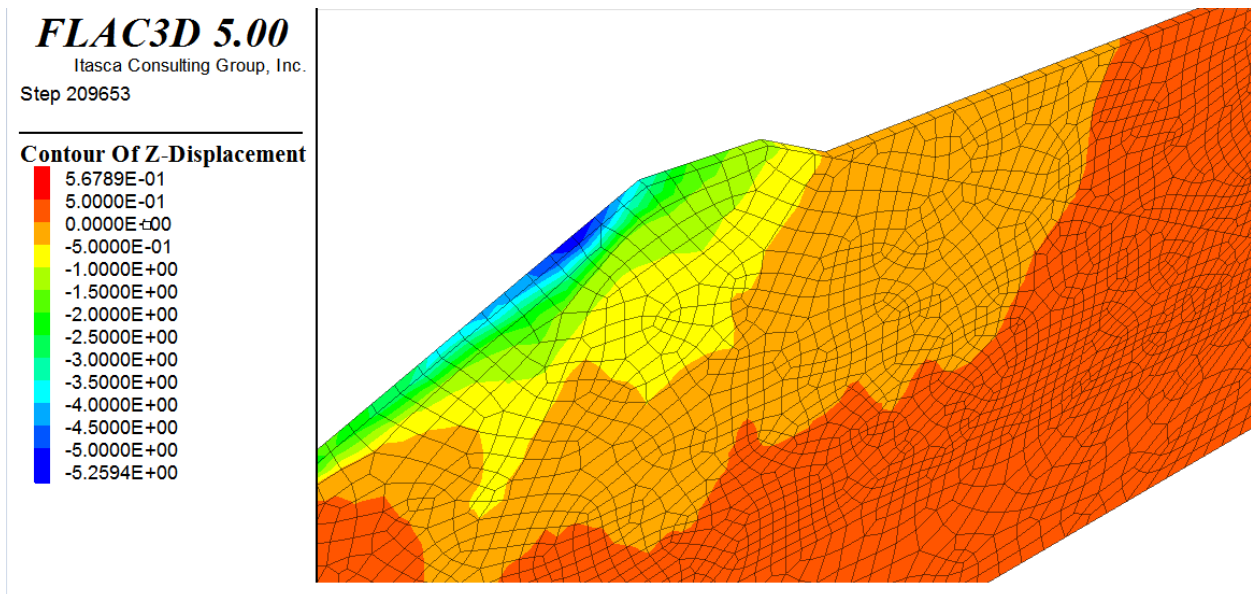


Figura 55 Vista isométrica del contorno de desplazamiento vertical en  $t=200 [s]$ .

Ya que se tienen asentamientos que van desde los 3.2 a 1.2 metros desde el sector más dañado hasta la zona de aguas arriba. En la zona cercana a los relaves se tiene un



asentamiento de 1.2 metros, por lo que aún queda un remanente de 1.8 metros de muro de empréstito sobre el nivel de los relaves. Esto representa el 60% del muro que todavía se mantiene hacia el final del sismo de diseño.

Aparte de los contornos de desplazamiento mostrados en las figuras 52, 53, 54 y 55, se tomaron historias de desplazamiento horizontal, vertical y aceleración en los puntos indicados en la figura 56. Los diferentes colores de la figura indican los distintos materiales presentes en el modelo numérico. Los números se han puesto para facilitar la descripción de los resultados obtenidos en estas zonas de monitoreo.

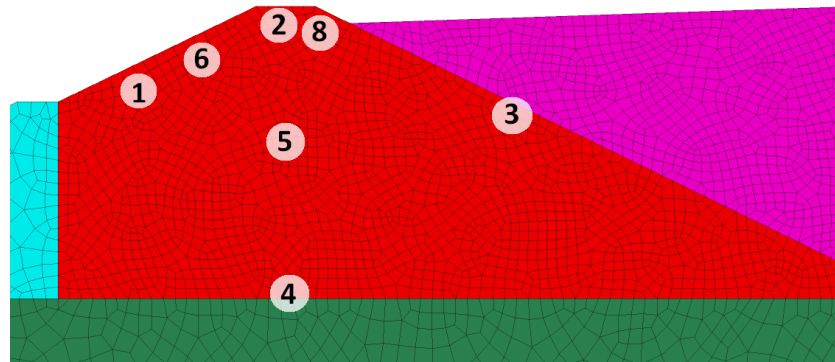


Figura 56 Puntos de control en el muro de empréstito durante la simulación dinámica.

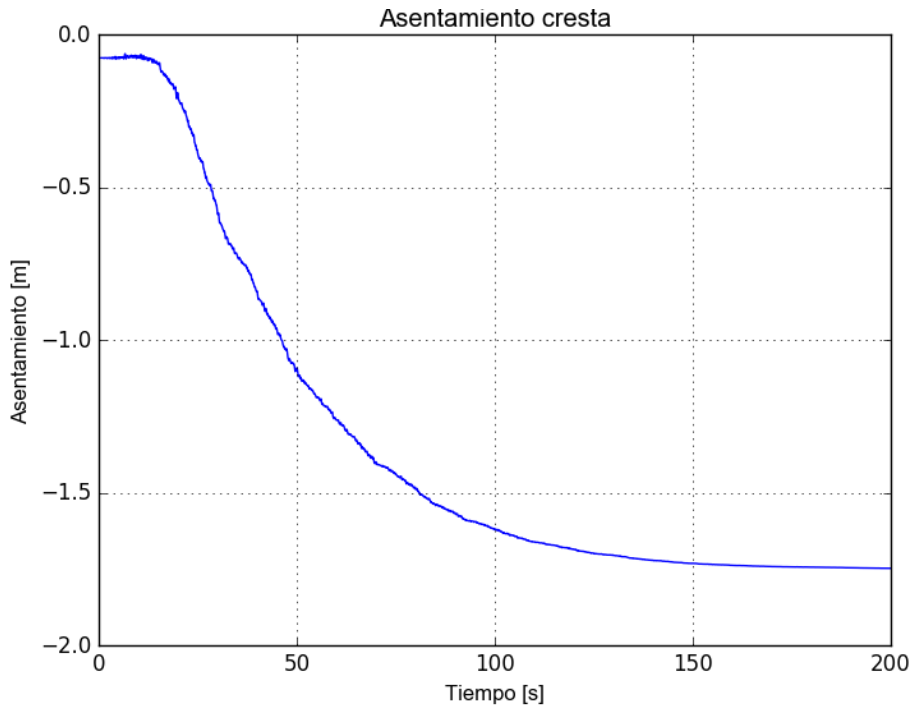


Gráfico 11 Historia de desplazamiento vertical en el punto 2, cresta del muro de empréstito.

Según la historia de asentamiento en la cresta del muro (punto 2), se tiene que, para el punto central de la cresta, se registra un desplazamiento vertical de aproximadamente 1.75 [m]. Esto se condice con lo que se observó en el contorno de asentamiento dado por la figura 55.

La aceleración de la cresta en el punto medio (ver gráfico 12) no es significativamente más grande que el sismo de diseño, pero presenta ciertos peaks cercanos a 0.6g. Los puntos laterales (1 y 6) presentan mayores amplificaciones.

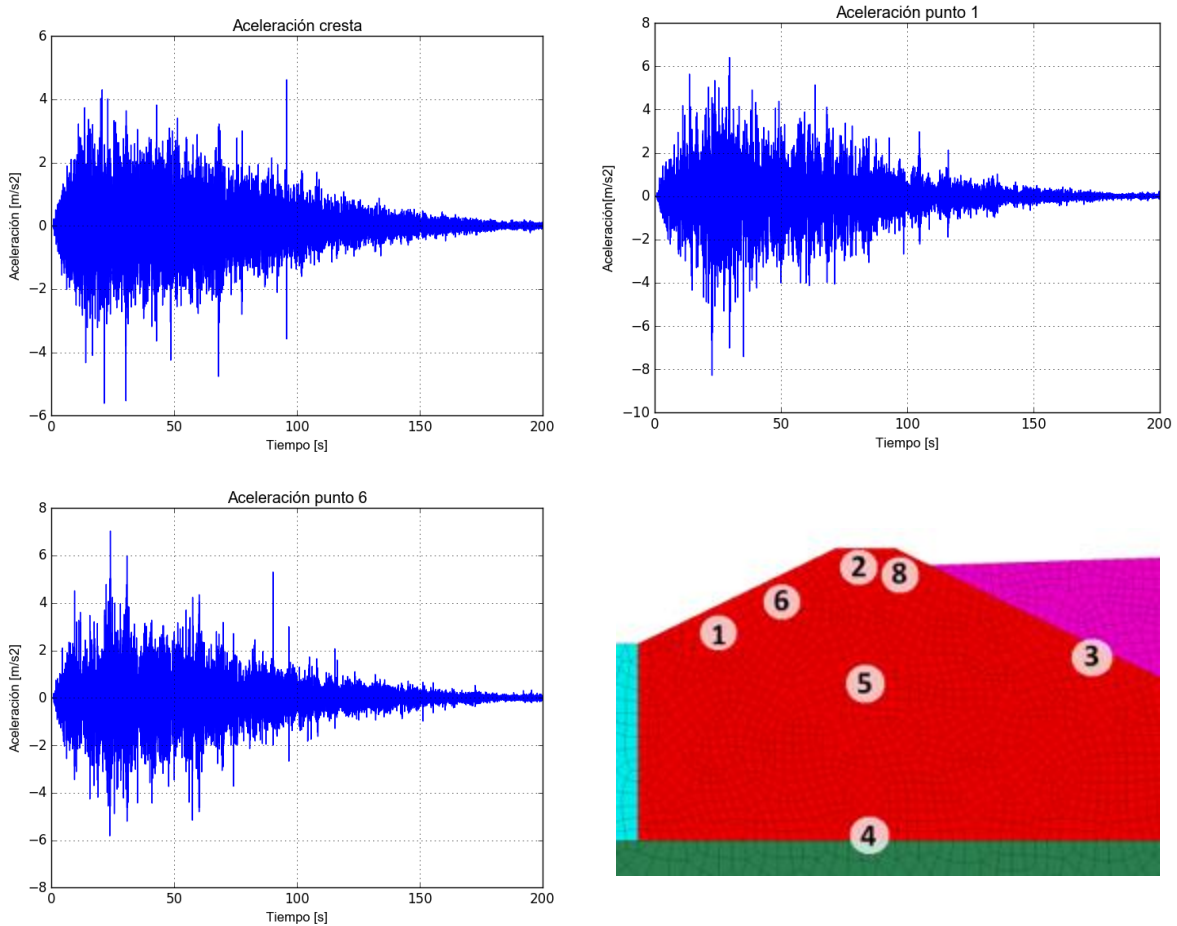


Gráfico 12 Registros de aceleración tomados en diversos puntos de monitoreo, dados por la figura 56.

Otros de los puntos de interés corresponden a aquellos localizados en las zonas de mayor desplazamiento, correspondientes a los puntos 1 y 6 según la figura 56.

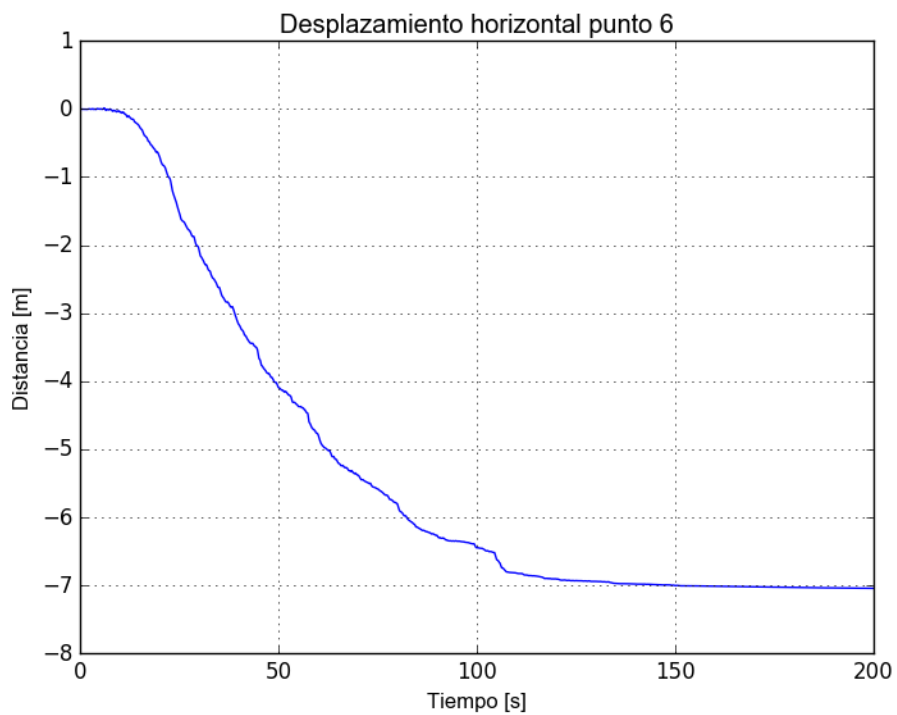


Gráfico 14 Desplazamiento horizontal para el punto 6, dado por figura 56.

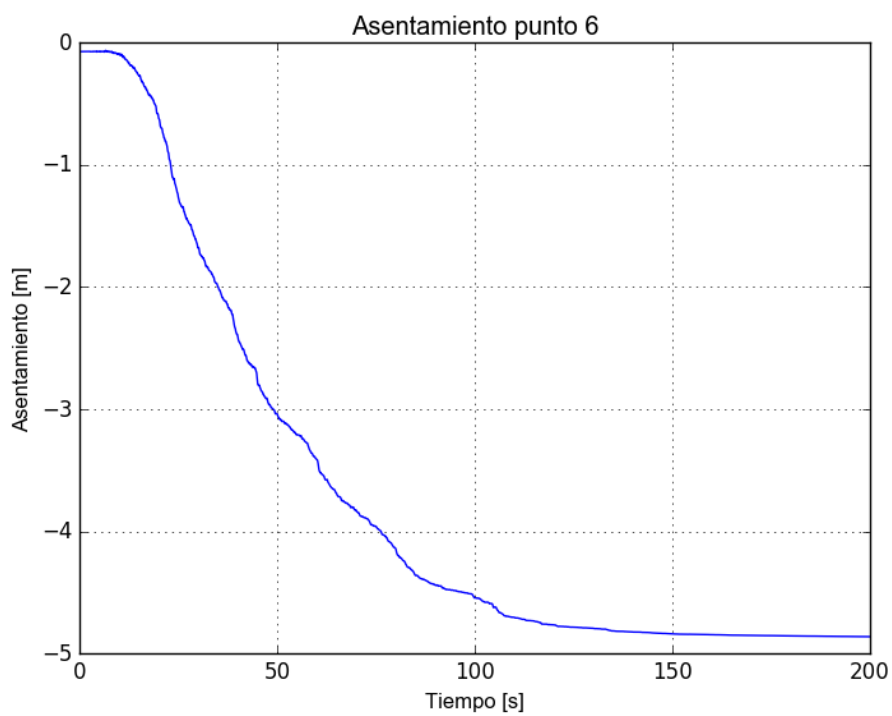


Gráfico 13 Desplazamiento vertical del punto 6.

El punto 6 muestra una de las zonas que más ha sufrido desplazamiento del modelo, es más, si se hace una aproximación geométrica, considerando los desplazamientos verticales y horizontales, la magnitud del desplazamiento total bordea los 8.7 metros, que se trataba de los puntos superficiales que experimentaron mayor movimiento según la figura 53. Esta misma historia de asentamiento para el punto 6 muestra que, a diferencia de las otras historias de desplazamientos, este punto comienza a asentarse de manera importante desde los 13 segundos en adelante. Esta locación es de hecho una de las que experimenta mayores peaks de aceleración en la presa (junto al punto 1), con peaks del orden de 0.7g, mientras que el punto 1, dado en el gráfico 12 se observan peaks de aceleración cercanos a 0.8g.

El desplazamiento vertical en el punto 1 (gráfico 15) es de aproximadamente 3.2 metros y 7.7 en el sentido horizontal (gráfico 16). Estos desplazamientos anteriormente mencionados, también dan una magnitud en torno a los 8.3 metros superficiales, lo cual se condice también a lo observado en el contorno de desplazamiento dado por la figura 53.

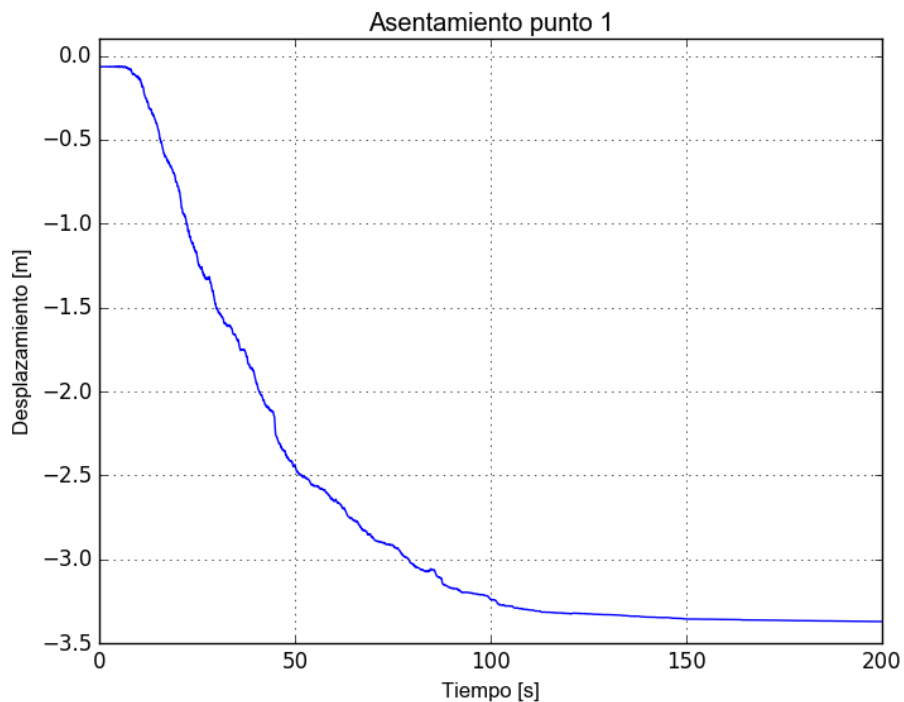


Gráfico 15 Desplazamiento vertical del punto 1.

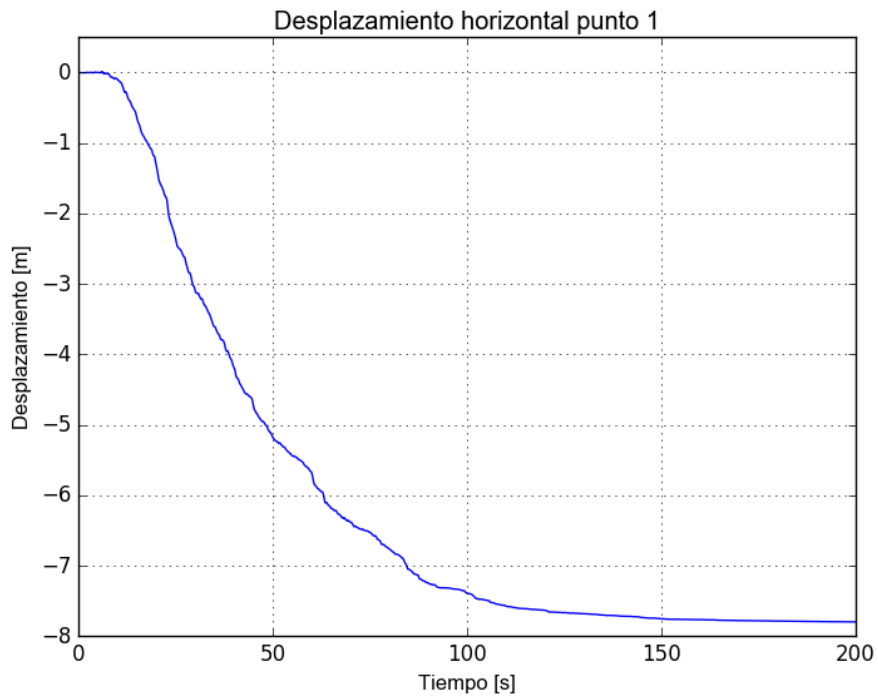


Gráfico 17 Desplazamiento horizontal del punto 1.

Sectores de mayor confinamiento en el muro, presentan desplazamientos totales menores a 1 metro, este es el caso del punto 5, dado por los gráficos 17 y 18. Donde el

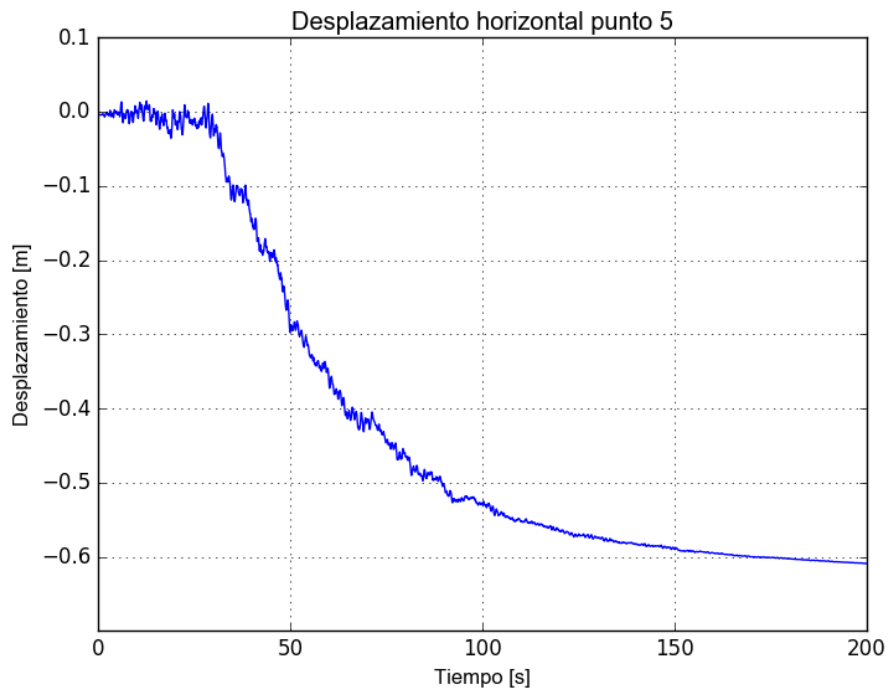


Gráfico 16 Desplazamiento horizontal para el punto 5. En el centro del muro.

desplazamiento horizontal para esta situación es de 60 cm aproximadamente. Cabe decir que el punto 6 es un punto interior del muro de empréstito, y como tal, está sometido a gran confinamiento a diferencia de los sectores exteriores que resultan más dañados.

El desplazamiento vertical para el punto 5 es aún menos, con un desplazamiento final del orden de los 10 [cm].

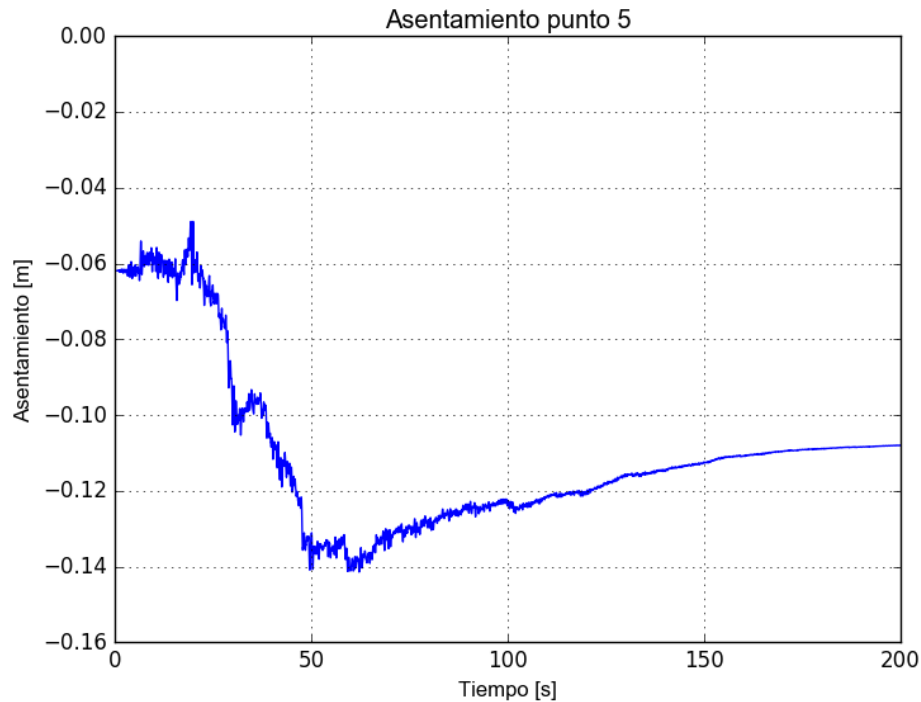


Gráfico 18 Desplazamiento vertical del punto 5.

De las historias expuestas en esta sección, puede verse que ya desde los 100 segundos en adelante hay una tendencia en equilibrio en lo que respecta a los desplazamientos mostrados. Esto quiere decir que la situación postsismo (200 segundos) ya presenta gran estabilidad a pesar de los daños en el muro, por lo que presumiblemente no habrá un colapso generalizado de la presa de relaves en el corto plazo luego de finalizado el sismo de diseño. Esto tiene concordancia también con lo observado en el modelamiento dinámico de RS2, donde ya a partir de los 100 [s], el sismo ya ha hecho gran parte del daño permanente en la presa de relaves, y poca variación en desplazamientos es observada desde ese instante de tiempo.

## 6.3 DESPLAZAMIENTOS POR PROCEDIMIENTOS SIMPLIFICADOS

### 6.3.1 Newmark (SLIDE)

Por medio del software SLIDE y el cómputo previo del valor de la aceleración de fluencia, es posible obtener los desplazamientos Newmark para el sismo de diseño. Los resultados pueden verse en la figura 57.

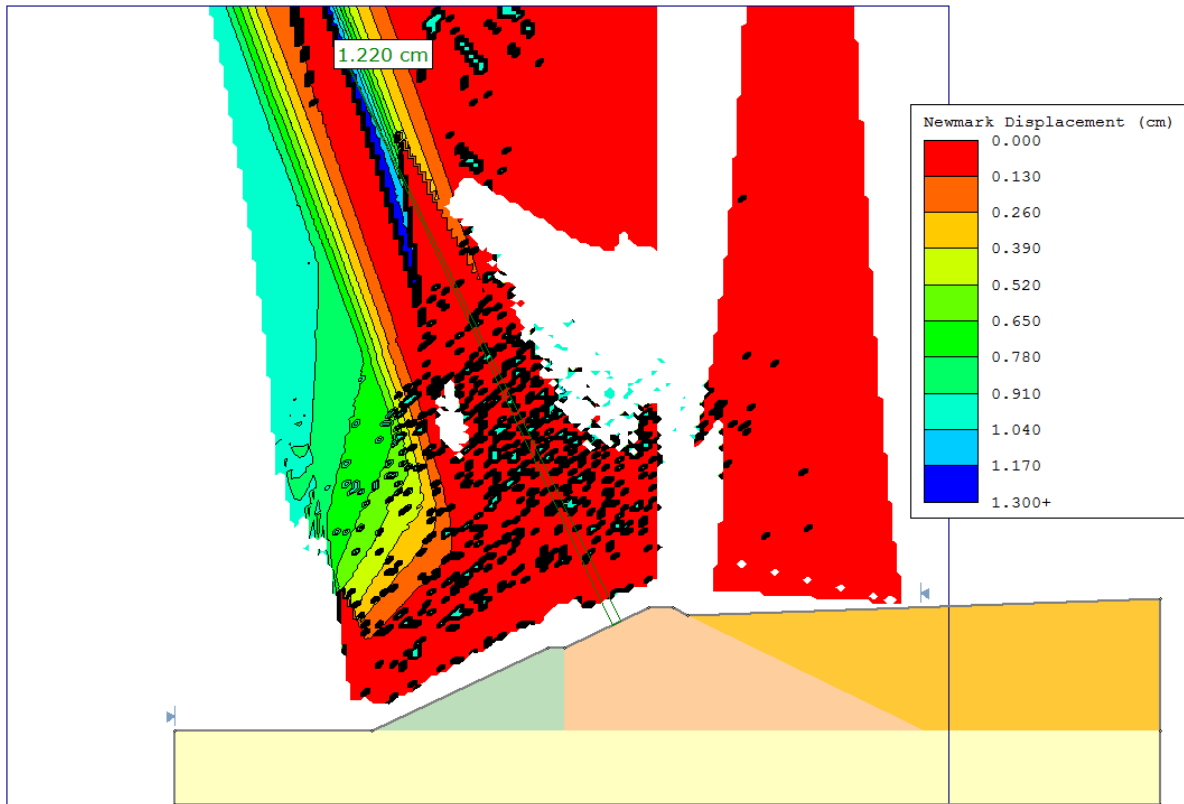


Figura 57 Contorno de deformaciones Newmark, usando SLIDE. El input para este modelo es el sismo de diseño, en unidades de g.

La escala de colores muestra desplazamientos en dirección aguas abajo del orden de pocos centímetros, específicamente dentro del rango de 0 a 1.22 centímetros, donde el desplazamiento Newmark máximo se obtiene a nivel superficial, en el mismo sitio en donde se obtuvo la aceleración de fluencia mínima dada por la figura 34. Dado que la aceleración de fluencia para esta zona era igual a 0.29, este valor crítico de desplazamiento Newmark de 1.22 [cm] es producto de la doble integración de la aceleración de diseño ingresada en el modelo.

Cabe agregar que, el cómputo del desplazamiento Newmark en SLIDE, es en base al sismo de diseño, por lo que, no toma en cuenta peaks de aceleración que pueden darse en las distintas zonas del muro como ocurre con los modelos dinámicos realizados. Por

otro lado, el valor de desplazamiento Newmark, es altamente sensible al valor de aceleración de fluencia, por lo que un valor alto de este factor reduce de manera importante el desplazamiento total que puede obtenerse.

### 6.3.2 Jibson

Según la fórmula (3.23) de la sección 3.1.7.2, el primer parámetro necesario para calcular el desplazamiento Jibson, corresponde a la intensidad de Arias<sup>3</sup> del sismo de diseño. Para esto, se toma el acelerograma sintético y se eleva al cuadrado, luego se calcula la integral del gráfico 19 usando la función *trapz* de Matlab®.

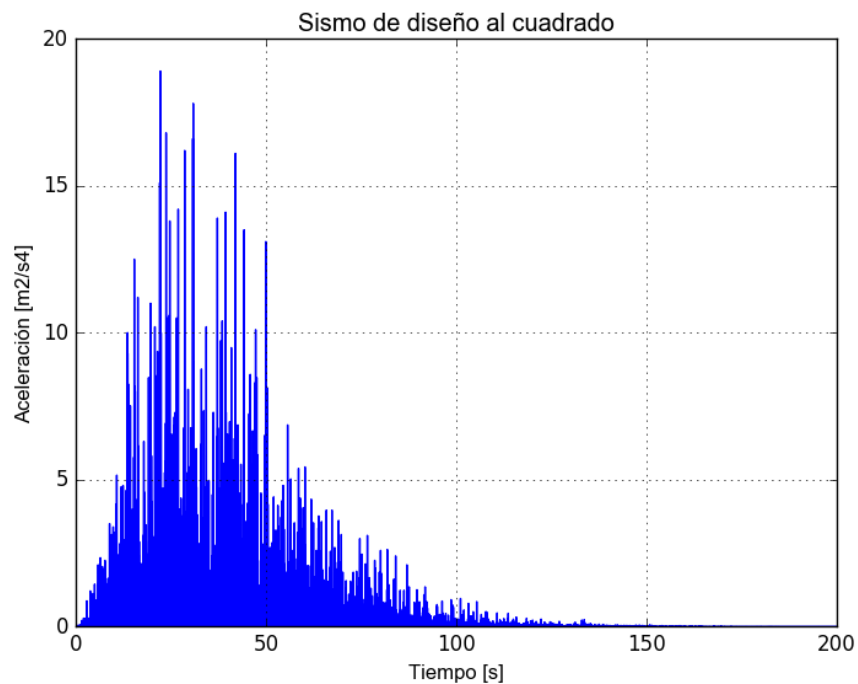


Gráfico 19 Aceleración de diseño al cuadrado versus tiempo.

Esta área tiene como valor aproximadamente 91.9 [m/s], así al ponderar por el factor  $\pi/2g$  se obtiene un valor para la intensidad de Arias igual a  $I_a=14.75$  [m/s].

Al usar la ecuación (3.23) para una aceleración de fluencia igual a  $a_y=0.38$  (dada por la superficie AB), se tiene un desplazamiento de 5.3 cm aproximadamente para esta superficie.

Para la superficie con  $a_y$  mínima, esto es, un valor igual a 0.29, el desplazamiento según Jibson es de aproximadamente 21.2 [cm], esto corresponde a nivel superficial.

---

<sup>3</sup> La definición de la intensidad de Arias puede verse en la sección 3.1.7.2 de métodos simplificados.



### 6.3.3 Swaissgood

Este método empírico establece la medida de un asentamiento a nivel de la cresta. Usando la figura 58 para la situación, considerando un sismo de diseño de 0.45g y 8.8 Mw, se tiene un asentamiento aproximado del 1.2%. Tomando en cuenta la altura de la presa (50 m) y la profundidad de la fundación, se obtiene un desplazamiento vertical en el coronamiento de aproximadamente 0.96 [m].

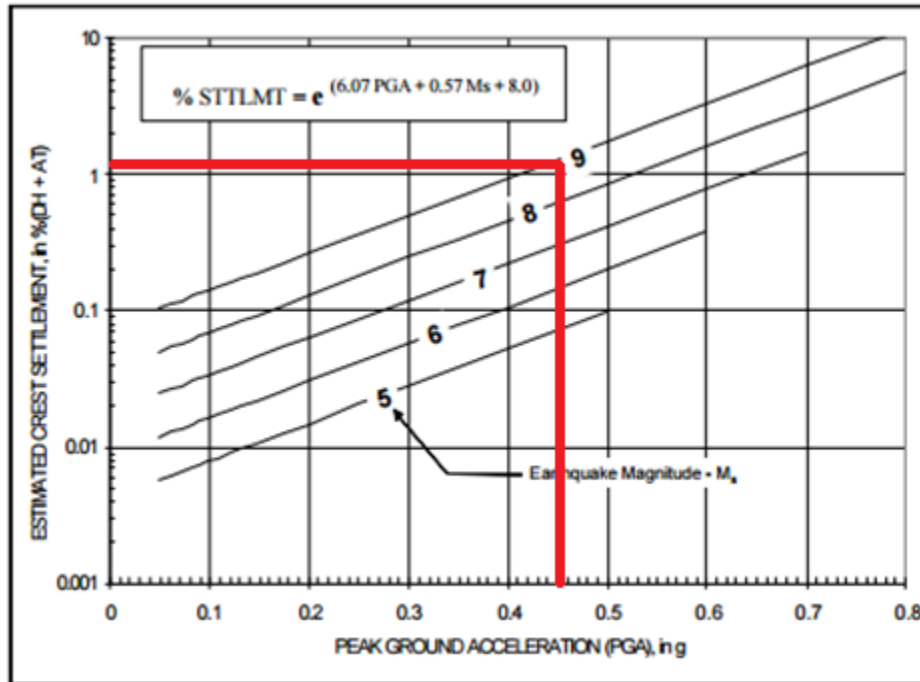


Figura 58 Porcentaje de asentamiento para el sismo de diseño según Swaissgood

## Capítulo 7 ANÁLISIS Y COMPARACIONES DE RESULTADOS

### 7.1 COMPARACIONES SIMULACIONES ESTÁTICAS

A continuación, se muestra el cuadro resumen con los resultados del factor de seguridad estático con las diferentes herramientas utilizadas. Con el fin de comparar un área deslizante semejante, se ha tomado como patrón la superficie que tienen en común los softwares FLAC<sup>3D</sup> y RS2 (superficie AB).

*Tabla 9 Resumen de los factores de seguridad estáticos obtenidos por los diferentes softwares*

Método de Análisis	FS	Desplazamiento máximo <sup>4</sup>
Fórmula talud infinito	1.80	-
SLIDE FS crítico	1.87	-
SLIDE superficie AB	2.20	-
RS2	1.92	2.7 [cm]
FLAC <sup>3D</sup>	2.02	2.8 [m]

De los resultados para los factores de seguridad obtenidos en los casos estáticos, se tiene que el valor mínimo está dado por el obtenido mediante la ecuación (3.14) del talud infinito, mientras que el valor más alto está dado por el FS obtenido de la superficie AB. FLAC<sup>3D</sup> mientras tanto, es el único de estos métodos capaz de entregar una noción de desplazamiento ocurrido por el colapso de la simulación por el método de reducción de resistencia al corte.

De los contornos de desplazamiento y deformación obtenidos de RS2 y FLAC<sup>3D</sup> (figuras 36, 37 y 45, 46) se observa que la falla ocurrida en las simulaciones estáticas tiene origen superficial y no corresponde a una falla profunda. Este hecho se detecta debido a que los desplazamientos máximos (en RS2 y FLAC<sup>3D</sup>) se obtienen en la superficie del muro, y a medida que se observan los valores de desplazamiento más adentro del muro, estos tienen magnitudes cada vez menores.

<sup>4</sup> Con el fin de resumir de manera sencilla los resultados, se ha propuesto comparar el desplazamiento máximo para cada software en lugar de hablar de toda la distribución nodal de desplazamientos.

Para que el supuesto de asumir como válido que la superficie AB deslice por sí misma, es necesario que los desplazamientos máximos estén asociados específicamente en las inmediaciones de esta superficie, y las magnitudes de desplazamiento deberían ser menores conforme se observa fuera de dicha superficie.

El hecho de la falla superficial es corroborado también en que el valor crítico para el FS de SLIDE es una superficie muy pequeña de baja profundidad, muy similar a una 'capa delgada'.

El factor de seguridad obtenido por SLIDE para la superficie AB, es en efecto alto, porque es una superficie asumida arbitrariamente como si fallase exactamente en esa por esa zona, lo cual se vio mediante modelo numérico que esta falla no se desarrolla de ese modo. Esto puede dar origen a mal interpretación de resultados. Comparativamente, el FS crítico del caso estático de RS2 (1.92) es 13% menor que los 2.2 para el FS de SLIDE para la superficie AB, y esta discrepancia tiene origen en lo anteriormente explicado.

En lo que respecta a los desplazamientos, ya se ha dejado claro el motivo de porqué RS2 no da una medida del colapso, y se relaciona en cómo el método del SRF está implementado en este software (ver sección 3.1.4.1). Este valor corresponde al máximo desplazamiento nodal del modelo respecto a la etapa SRF=1 (in situ) cuando la no convergencia ocurre. Como se ha llegado a este punto de no-convergencia, el software detiene las iteraciones para ese *stage* de SRF y pasa a evaluar otros casos con SRF mayores (ver figura 14).

De esta forma, este método de reducción de resistencia al corte como está en RS2, es incapaz de dar una noción de desplazamiento realista cuando ocurre un colapso.

Distinto es el caso de FLAC<sup>3D</sup>, el cual corresponde a un software, diseñado 'para converger' que resuelve las ecuaciones de movimiento hasta que se produzca un equilibrio estático. De esta manera, el desplazamiento máximo obtenido de 2.8 [m], corresponde a un punto en donde hubo un colapso, pero se ha alcanzado un estado cinemáticamente estático.

Así, RS2 (usando el método del SRF) no entrega información relevante de los desplazamientos post no-convergencia, pero sí resulta útil para observar el modo de falla producido, y el factor de seguridad asociado a la situación.

Dejando de lado la superficie AB, el mayor FS obtenido corresponde a FLAC<sup>3D</sup> con un valor de 2.02. Esto no quiere decir que este software entregue factores de seguridad poco conservadores, sino más bien, al admitir un cierto nivel de daño en el talud, puede entregar un último estado en donde el talud es estable, según el límite inferior de los teoremas de análisis límite, sin dejar de lado también que los métodos de equilibrio límite al basarse en equilibrio estático, no admiten nada de desplazamiento por lo que, en este caso, han dado cotas inferiores para el FS de la situación simulada.

## 7.2 COMPARACIONES SIMULACIONES PSEUDOESTÁTICAS

En la tabla 10 se presentan los factores de seguridad obtenidos por las diferentes metodologías pseudoestáticas utilizadas.

*Tabla 10 Resumen de factor de seguridad pseudoestático y desplazamiento asociado para la superficie de falla con los softwares y fórmula analítica del talud infinito.*

<b>Método de Análisis</b>	<b>Coefficiente <math>k_h</math></b>	<b>FS</b>	<b>Desplazamiento máximo [cm]</b>
<b>Fórmula talud infinito</b>	0.14	1.31	-
	0.23	1.09	-
	0.25	1.05	-
<b>SLIDE FS crítico</b>	0.14	1.35	-
	0.23	1.13	-
	0.25	1.08	-
<b>SLIDE FS superficie AB</b>	0.14	1.60	-
	0.23	1.33	-
	0.25	1.29	-
<b>RS2</b>	0.14	1.31	2.5
	0.23	1.08	6.0
	0.25	1.01	7.3

En estas simulaciones se observa cómo los FS más bajos fueron los obtenidos con el software RS2 y se observa gran nivel de consistencia con los FS estimados mediante la ecuación (3.22) del talud infinito, con unas diferencias que van entre 0%-4% aproximadamente para cada caso pseudoestático entre esta fórmula y los valores de RS2. Por otra parte, al igual que en la sección 7.1, los FS obtenidos para la superficie

AB resultan los más altos dado que, SLIDE al calcular estas cantidades, 'asume dovelas intactas' y que, por lo tanto, toda el área movilizada en la falla será lo que está sobre la superficie AB con exactamente esa forma, y no un colapso gradual que se va dando desde la superficie del muro, como los modelos numéricos han dejado en evidencia.

### 7.3 DISCUSIÓN SOBRE SIMULACIONES PSEUDOESTÁTICAS Y DINÁMICAS

El fin de una simulación pseudoestática, es obtener de un análisis sencillo y rápido, un FS que luego es catalogado como aceptable o inaceptable en términos de diseño. Esto da una idea de cuán segura o resiliente es la estructura bajo análisis, con el fin de obtener daños que sean fácilmente reparables a lo largo de la vida de la estructura geotécnica.

Para el sismo de diseño de PGA 0.45g, se usaron los coeficientes sísmicos dados por los autores Saragoni, Marcuson y Noda-Uwave. De los resultados obtenidos, el FS obtenido considerando  $k_h=0.14$  (fórmula de Saragoni) es igual a 1.31, que de acuerdo a los criterios de aceptabilidad de diseño presentados en la tabla 4 es catalogado como aceptable. Esto tiene concordancia con los daños obtenidos en los análisis dinámicos hechos tanto en FLAC<sup>3D</sup> como RS2 donde se tuvo que al menos el 50% del *freeboard* se ha mantenido en el área menos dañada de la cresta del muro, y, por lo tanto, no involucra rebosamiento de relaves.

Por otro lado, los coeficientes de 0.23 y 0.25 del resto de autores, arrojan FS considerados no aceptables según lo listado en la tabla 4, por lo que son criterios más conservadores, y, por lo tanto, pueden servir en entornos de alta incertidumbre respecto a parámetros o condiciones de sitio.

Respecto a las simulaciones pseudoestáticas, en todos los casos, las superficies de falla obtenidas muestran concordancia con el patrón de colapso obtenido en los contornos de desplazamiento para el muro de la presa que se obtuvieron con RS2 y FLAC<sup>3D</sup>, sin embargo, no es válido comparar en valor de los desplazamientos obtenidos mediante análisis dinámico (RS2 y FLAC<sup>3D</sup>) con los de los análisis pseudoestáticos de RS2, debido a la limitación que presenta este software respecto a los desplazamientos al usar el método de reducción de resistencia al corte.

## 7.4 COMPARACIONES DINÁMICAS

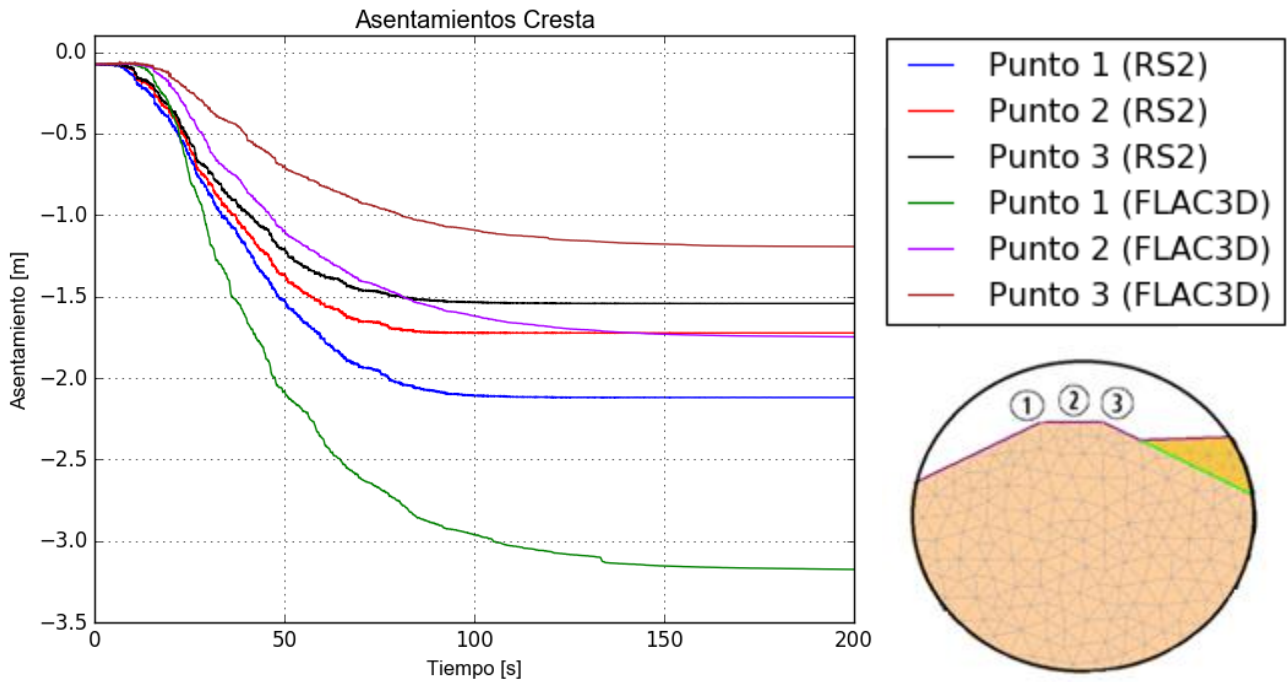
En esta sección se comparan los desplazamientos obtenidos mediante modelamiento dinámico de la estructura, con los dos softwares utilizados para este fin.

*Tabla 11 Asentamientos en cresta y desplazamiento aguas abajo según análisis dinámicos*

<b>Software</b>	<b>Asentamiento en cresta t=200 [s] [m]</b>	<b>Desplazamiento aguas abajo [m]</b>
<b>RS2</b>	[1.5-2.1]	[1.5-3.3]
<b>FLAC<sup>3D</sup></b>	[1.2-3.2]	[2.0-9.7]

La tabla 11 se refiere a los desplazamientos más importantes ocurridos dirección aguas abajo, y los desplazamientos verticales en la cresta ocurridos por el sismo.

A partir de los datos de la tabla resumen 11, se observa concordancia en la magnitud de los desplazamientos verticales obtenidos. El asentamiento obtenido con FLAC<sup>3D</sup> es un intervalo que contiene a los desplazamientos verticales de RS2, por lo que, en las zonas centrales de la cresta de la presa de relaves, se tienen desplazamientos similares en ambos softwares. Incluso, esta tendencia se puede corroborar con el gráfico 20, donde se presentan los resultados para los asentamientos verticales a nivel de cresta en el muro, con los softwares RS2 y FLAC<sup>3D</sup>. La nomenclatura de los números se adjunta en el gráfico también.



El rango de desplazamientos verticales a nivel de cresta en ambos softwares es similar, sin embargo, sí se observan discrepancias notables cuando se trata de ver el desplazamiento de la superficie de falla, donde RS2 presenta resultados menores que los que se obtienen con FLAC<sup>3D</sup>. Si bien el desplazamiento máximo obtenido en FLAC<sup>3D</sup> está en torno de los 9.7 metros, esta zona se encuentra a nivel superficial (en rojo según figura 53) y comparativamente a los sectores con tonalidades verdes de esta misma figura, corresponde a un área pequeña y a nivel superficial.

En la figura 53, se observan que las tonalidades verdes están en torno a los 4.5 metros de desplazamiento, mientras que, para un área comparable, en RS2 según la figura 51 las tendencias son del orden de 2.5 metros.

## 7.5 DESPLAZAMIENTOS EMPÍRICOS Y SIMULACIONES DINÁMICAS

En la tabla 12 se exhiben los desplazamientos obtenidos por medio de las herramientas analíticas y el método empírico de Swaissgood. El método de Newmark es obtenido mediante el software SLIDE.

*Tabla 12 Resumen de desplazamientos obtenidos por procedimientos simplificados*

<b>Método</b>	<b>Asentamiento en cresta [m]</b>	<b>Desplazamiento [cm]</b>
<b>Newmark (superficie AB)</b>	-	0.04
<b>Newmark (valor crítico)</b>	-	1.22
<b>Jibson (superficie AB)</b>	-	5.90
<b>Jibson (valor crítico)</b>	-	21.20
<b>Swaissgood</b>	0.96	-

El valor crítico Newmark de la tabla 12 corresponde al máximo valor obtenido para el desplazamiento según la figura 57, el cual es concordante en locación con la mínima aceleración de fluencia calculada según la figura 34. Esta mínima aceleración de fluencia es también considerada para tomar el Jibson crítico, y para la superficie AB se ha tomado la aceleración de fluencia igual a 0.39g que corresponde a la superficie AB.

Ante esto, el primer valor de que se quiere hablar es el asentamiento obtenido por el gráfico de Swaissgood, que entrega un valor aproximado para el asentamiento de casi 1 metro. Esta cantidad es una estimación concordante con los modelos numéricos dinámicos, considerando que, de estos análisis, los desplazamientos verticales en las zonas centrales de la cresta de la presa bordean el rango de los 1.6 metros aproximadamente y en los sectores menos dañados están cerca de los 1.2 metros.

Tomando en cuenta que el método de Swaissgood está diseñado a partir de sismos reales, la estimación obtenida es buena, dado que se trata de un método simplificado de rápido cálculo, que puede dar una idea del orden de magnitud de un asentamiento de una estructura como ésta.

Respecto a los desplazamientos obtenidos mediante los métodos de Jibson y Newmark, se tienen valores bajos, que no son consistentes con las magnitudes obtenidas de las



simulaciones dinámicas. Esto se debe, aparte de los supuestos teóricos de los métodos basados en el bloque deslizante, a la importancia del factor aceleración de fluencia, que hace estas relaciones altamente sensibles a este parámetro. Para la estimación de la aceleración de fluencia, se ha usado lo obtenido en SLIDE, y puede que este procedimiento no sea el más adecuado para estimar este valor.

A pesar de lo anterior, llama la atención que el método de Jibson, entrega un desplazamiento alrededor de 100 veces mayor que el entregado por Newmark (superficie AB), con lo cual se observa que el factor dependiente de la intensidad de Arias contribuye de manera significativa a aumentar los bajos desplazamientos obtenidos con la consideración de Newmark como se implementa en SLIDE.

## 7.6 CARTA DE DESEMPEÑO MÉTODOS UTILIZADOS

En la tabla 13, se resumen de manera breve el desempeño de los métodos utilizados para la situación estudiada en la presente memoria. El fin de la tabla 13 es sintetizar de manera rápida las ideas y conclusiones obtenidas a través de los análisis hechos.

Tabla 13 Cuadro de referencia sobre desempeño de estabilidad para el estudio de la presente memoria

<b>Método de análisis</b>	<b>Outputs de importancia</b>	<b>Desempeño</b>	<b>Comentarios y consideraciones</b>
<b>Equilibrio límite</b>	FS en tantas superficies como se quiera.	FS similar a otros softwares. Tiende a dar cotas inferiores para el FS crítico, sin embargo, se asocia a superficies pequeñas.	Cálculo rápido y permite estimación cercana a la realidad. Se debe ser cauteloso en elegir el modo de falla adecuado
<b>SRF (RS2)</b>	SRF crítico, área asociada a dicho factor.	No da noción de desplazamiento debido a colapso, sin embargo, entrega FS similares a fórmulas de equilibrio límite.	Rápida implementación. SRF crítico muy sensible a parámetros de resistencia residual. Magnitud de desplazamiento con SRF no cuantifica cuánto ha deslizado el material.
<b>FDM<sup>5</sup> (estático)</b>	FS crítico, área asociada a factor anterior y desplazamientos, velocidad y aceleración obtenidos.	Da buena idea de desplazamientos debido a colapso.	Requiere mayor manejo computacional con el software.

<sup>5</sup> FDM: Finite Difference Method, usado en FLAC<sup>3D</sup>.

<b>Análisis pseudoestático (en general)</b>	Factor de seguridad, superficie deslizante.	Sirve para categorizar si el diseño es aceptable o no.	Es un método muy simplificado, no se debería utilizar para reemplazar modelamiento dinámico.
<b>FEM<sup>6</sup> (RS2 dinámico)</b>	Asentamientos en la cresta, superficie deslizante, historias de desplazamiento, velocidad y aceleración para ciertos puntos.	Magnitud de desplazamientos en cresta presenta buena concordancia con los obtenidos en FLAC <sup>3D</sup> .	Solo incorpora amortiguamiento Rayleigh. Desplazamientos muy sensibles a dicho <i>damping</i> .
<b>FDM (FLAC dinámico)</b>	Desplazamientos y otras magnitudes vectoriales y <i>user defined</i>	Formulación permite estimar desplazamientos grandes, en este sentido es ideal para cuantificar el daño.	Amortiguamiento histerético permite modelar de manera sencilla la degradación de la rigidez, sin usar modelos constitutivos más complejos.
<b>Método de Newmark (SLIDE)</b>	Desplazamientos en superficies deslizantes	Dependencia fuerte de aceleración de fluencia. Para taludes de FS alto, no entrega una noción de desplazamiento realista.	No aconsejable para taludes poco empinados ni en situaciones de degradación de la rigidez.
<b>Método de Jibson</b>	Desplazamientos en superficies deslizantes.	Dependencia alta de la aceleración de fluencia. Es mejor aproximación que Newmark al considerar intensidad de Arias.	Puede ser difícil tener un cálculo fiable de aceleración de fluencia, se debería tener mejor estimación al aplicarlo sobre un sitio específico del muro, considerando aceleración de ese lugar preciso.

<sup>6</sup> FEM: Finite Element Method, usado en RS2.

---

**Método empírico  
de Swaisgood**

Asentamiento  
vertical promedio

Da orden de  
magnitud cercano a  
modelamiento  
numérico a nivel de  
cresta. Sencillo de  
calcular.

No aplica para  
calcular otro  
desplazamiento que  
no sea de la cresta.

---

## Capítulo 8 DISCUSIÓN FINAL

---

Simulaciones estáticas y dinámicas han sido evaluadas para un caso de presa de relaves espesados sometidas a un máximo sismo de diseño (MCE) sintético.

En lo que concierne a la estabilidad estática del modelo analizado, se obtuvieron factores de seguridad, en el rango 1.8-2.0, donde el menor valor obtenido correspondió a la fórmula del talud infinito para suelos no cohesivos y el mayor FS fue para FLAC<sup>3D</sup>. Se debe recordar que esta fórmula (Ec. 3.14) asume una falla a nivel superficial, pero no da un orden de magnitud de la superficie colapsada, como sí se obtiene mediante modelamiento numérico (RS2, FLAC<sup>3D</sup>). Con la superficie movilizada del muro que se obtiene del método iterativo del SRF con RS2 y FLAC<sup>3D</sup>, se plantea en el software SLIDE una superficie comparable denominada 'AB', de donde se obtiene un factor de seguridad estático para dicha superficie que asciende al valor de 2.2, este procedimiento se realizó con fines comparativos, y resultó entregando el mayor factor de seguridad de todos los análisis. Este alto valor se debe a que al tomar una superficie como la AB se está asumiendo que el modo de falla es por esfuerzo de corte, y el colapso ocurre efectivamente a través de esta superficie. Este supuesto, no es correcto dado que mediante los contornos de desplazamiento dado por las figuras 36, 37, 45 y 46, se observa efectivamente que los mayores desplazamientos y deformaciones tienen lugar específicamente en la superficie del muro. Ante esto, se debe ser cuidadoso al interpretar las superficies generadas mediante software de equilibrio límite, puesto que asumir modos de falla puede llegar a sobreestimar el valor real del FS crítico. En este caso, el valor de 2.2 es aproximadamente 13% mayor al valor del FS crítico obtenido con RS2 y cerca del 18% respecto al valor crítico para el FS estimado con la ecuación (3.14).

Respecto a las simulaciones estáticas y pseudoestáticas realizadas en RS2, este software determinó un FS crítico de 1.92 para la situación estática, esto es 0.1 unidades mayor al FS obtenido con la ecuación (3.14) y 0.05 unidades mayor al FS crítico obtenido en SLIDE y 0.1 unidades menor a lo obtenido en FLAC<sup>3D</sup>. Ante este escenario, se puede ver que todos los valores muestran grado de concordancia, sin embargo, el método del SRF como está implementado en RS2 solo entrega un contorno de desplazamiento relativo al caso base (SRF=1) y dichos desplazamientos corresponden al estado en donde la no convergencia del método ocurre (i.e, cuando se produce colapso) por lo que no entrega magnitudes desplazamiento que sirvan para cuantificar cuánto se ha movido el material del muro de la presa una vez que el mecanismo de falla ha ocurrido. En este sentido, RS2 resulta un gran software para visualizar el modo de falla del talud, al visualizar el contorno de desplazamiento y deformación de corte y por supuesto, por la obtención del SRF crítico, que sirve para estimar el FS crítico. Los análisis pseudoestáticos en tanto con RS2, arrojaron valores para el FS crítico de 1.31, 1.08, y 1.01 considerando  $k=0.14$ , 0.23 y 0.25 respectivamente. Esto es consistente con los

valores obtenidos mediante la ecuación (3.22), cuyos valores de FS crítico fueron de 1.31, 1.09 y 1.05 respectivamente para los mismos coeficientes sísmicos. De esta forma, la ecuación (3.22) resulta una excelente herramienta de gran versatilidad para estimar el FS crítico de un talud sin cohesión, cuya superficie de falla se asume como superficial.

Respecto a FLAC<sup>3D</sup>, entrega un desplazamiento acorde al colapso que ocurre, por lo que es ideal para estimar hasta dónde el material se ha arrastrado y de esta manera, evaluar un daño aceptable bajo cierto criterio. Esta es la explicación de por qué los desplazamientos en FLAC<sup>3D</sup> para el último estado estable (caso estático, figura 45) son del orden de 2.8 metros como máximo, y tendencias en torno a 1.5 [m] mientras que en RS2 es de pocos centímetros.

Con las simulaciones pseudoestáticas realizadas mediante todos los softwares y comparándolo con los resultados de los modelos dinámicos realizados en RS2 y FLAC<sup>3D</sup>, se concluye que el método pseudoestático entrega contornos de desplazamiento y deformación (figuras 38, 39, 40, 41, 42 y 43) similares a las que se observan en los contornos de desplazamiento de los modelos dinámicos. Por otro lado, quizás el objetivo más importante del método pseudoestático es entregar un FS crítico y catalogar un diseño como aceptable o no aceptable. En este sentido, juega un papel muy importante la relación usada para estimar el coeficiente sísmico. Por ejemplo, al usar la fórmula de Saragoni para un sismo de PGA 0.45g se obtiene un valor de  $k=0.14$ , que entrega un FS crítico en RS2 igual a 1.31 para el caso, el cual clasifica como aceptable según los criterios de aceptabilidad de diseño vistos en la tabla 4, mientras que por Marcuson o Noda-Uwave, los coeficientes sísmicos son 0.23 y 0.25 respectivamente que arrojan FS críticos de 1.08 y 1.01 los cuales no califican como aceptables según la tabla anterior. Hasta ahora esto no dice mucho, pero si se hace la comparación con los desplazamientos obtenidos mediante los modelos numéricos dinámicos (RS2 y FLAC<sup>3D</sup>), específicamente el gráfico 20, se observa que ambos softwares predicen que se conserva al menos el 50% de la revancha operacional, que era originalmente de 3 [m], por lo que no hay rebosamiento de relaves, y se cumplen los daños admisibles expuestos en la sección 3.2.1. De esta forma, considerando un coeficiente pseudoestático dado por la fórmula de Saragoni, se tiene un caso en RS2 que califica como aceptable según FS y se corrobora luego por simulaciones dinámicas, que los desplazamientos también lo son.

Sobre las simulaciones dinámicas realizadas, se tiene que los desplazamientos verticales a nivel de cresta son muy similares, y FLAC<sup>3D</sup> entregó una variabilidad para este valor que contenía los resultados obtenidos con RS2 (RS2 en el rango 1.5-2.1 y FLAC<sup>3D</sup> 1.2-3.2). Sin embargo, los resultados para los desplazamientos de la superficie deslizante aguas abajo, se tuvieron diferencias notables en términos de desplazamiento con rangos que oscilan entre los 2 metros hasta los 9.7 metros en FLAC<sup>3D</sup>, y 1.5 metros hasta 3.3 metros en RS2 aproximadamente. Esto puede ser explicado con que las

metodologías de las simulaciones fueron esencialmente diferentes. Debido a las limitaciones de RS2, solo se hizo un escenario con valores de K y G constantes, sin variación dependiente del *shear strain* por lo que los desplazamientos de RS2 al menos dan una idea buena del desplazamiento que ocurriría en el caso de colapso de la estructura.

A pesar de lo anterior, las simulaciones dinámicas resultaron entregar outputs relativamente similares, donde ambos métodos predicen un mantenimiento de al menos 50% del *freeboard* pasados los 200 segundos de sismo, esto, según los criterios de aceptabilidad vistos en la sección 3.2.1 califican como aceptable el diseño analizado.

En lo que respecta al daño general observado en todas las historias de asentamiento y desplazamiento mostradas en esta memoria, tanto en FLAC<sup>3D</sup> como en RS2, se observa que la mayor parte del daño en el muro ya ha tenido lugar en el segundo 100 del sismo de diseño aproximadamente, por lo que, en los 100 segundos de sismo restante, empiezan a asentar de manera definitiva las zonas dañadas, significando en general pocos centímetros de desplazamiento adicionales. Ante este escenario, se puede asumir que postsismo la estructura geotécnica a pesar del daño, presenta un estado de estabilidad, lo cual es crucial en términos de aceptabilidad de diseño, puesto que la presa de relaves debe ser reparable, y el daño recibido no debe dar origen a una falla generalizada de la estructura.

Sobre los procedimientos simplificados, desplazamientos bajos, salvo para el método empírico de Swaissgood. Este último, estima el orden de magnitud del asentamiento en la cresta de manera rápida y consistente con los valores obtenidos mediante modelamiento numérico. En otros estudios, el método de Swaissgood ha tenido de igual manera un desempeño bueno para estimar desplazamientos a groso modo (A.R. Pretzell, J. N. Dismuke, 2016). Desde este punto de vista, considerando la simplicidad y rapidez con la que este valor puede ser obtenido, el asentamiento por Swaissgood presenta una alternativa buena para evaluar de modo rápido, un asentamiento aproximado para la cresta de la presa de relaves.

A diferencia de lo anterior, los métodos analíticos basados en el bloque deslizante tienen la debilidad de que son altamente sensibles a los valores de aceleración de fluencia. En el presente estudio, las aceleraciones críticas son altas porque se trata de un talud poco empinado con un ángulo de fricción interna relativamente alto. En consecuencia, tomando en cuenta las consideraciones de la analogía del bloque deslizante, se van a tener desplazamientos Newmark bajos, por ejemplo. Para el sismo de diseño, se tiene un PGA de 0.45g, y la aceleración de fluencia para la superficie AB está en torno a 0.39g. Basta examinar el sismo de diseño para notar que solo pocos *peaks* contribuirían al movimiento de este talud, en consecuencia, los desplazamientos son bajos. El método de Jibson, al considerar la intensidad de Arias es un mejor enfoque que Newmark

simplificado, pero depende de igual manera de la aceleración de fluencia, por lo que se le puede hacer la misma crítica anterior. Debido a la alta sensibilidad de los desplazamientos Newmark (SLIDE) y Jibson al valor de aceleración de fluencia, resulta fundamental tener una herramienta que pueda estimar de la manera más confiable posible el valor de aceleración de fluencia. Ya se vio que el modo de falla en el muro se origina a partir de una falla superficial, por lo que calcular superficies con cierto nivel de profundidad, ya alteran (y suben) el valor que se tiene para una aceleración de fluencia. A lo anterior hay que agregar, además, que se observa el fenómeno de amplificación sísmica en el muro, por lo que estimar a partir del sismo de diseño, eventualmente traerá desplazamientos menores, dado que la aceleración que experimentan los sectores externos del muro, son más altos al registro de diseño. Quizás, si se contara con mediciones reales a varias alturas de un muro en alguna presa, los métodos basados en el bloque deslizante podrían entregar mejores estimaciones. Con esto, no se recomienda hacer uso de estos métodos analíticos para una situación como la de la presente memoria.

Como comentario general sobre los métodos simplificados de estimación de desplazamientos, estos deben ser utilizados solo para tener nociones gruesas de los desplazamientos obtenidos, y deberían ser preferidas aquellas metodologías basadas en casos empíricos y validación estadística rigurosa, puesto que los supuestos del bloque deslizante son demasiados fuertes como para ser aplicados a un caso como el estudiado en este proyecto.

Respecto a los criterios de aceptabilidad, se observa cómo en muchos casos no se especifica bajo qué tipo de análisis numérico los factores de seguridad debieran ser computados, esta falta de precisión puede llevar a situaciones con alto nivel de discrepancia entre lo calculado y lo observado en términos de daño. En este sentido, es vital realizar todos los tipos de modelamiento numérico disponible, de modo de evaluar los casos de discrepancia y poder discutir al respecto.

En términos de daño sísmico admisible, hay poco grado de acuerdo y precisión en la literatura y en general los daños ‘aceptables’ para sismos de diversos periodos de retorno, obedecen a *trade-off's* económicos, ambientales, etcétera, por lo que el criterio ingenieril para cada caso es lo que prima.



## 8.1 CONCLUSIONES

Basado en la discusión anterior, las conclusiones principales de este trabajo son:

- De todas las simulaciones realizadas, se obtiene que el modo de falla en la presa de relaves corresponde a deslizamientos superficiales en el muro.
- Los FS críticos obtenidos en SLIDE son consistentes con los FS obtenidos por la fórmula del talud infinito y los SRF críticos de RS2, sin embargo, las superficies obtenidas en SLIDE corresponden a áreas pequeñas y a nivel superficial, por lo que no se puede cuantificar el área deslizante crítica que sufre el muro.
- La fórmula del talud infinito para el caso pseudoestático tiene gran concordancia con los SRF críticos obtenidos en RS2. La discrepancia entre estos dos enfoques es menor a 5%.
- Las simulaciones dinámicas en RS2 y FLAC<sup>3D</sup> ambas predicen que postsismo, se mantiene al menos 50% de la revancha operacional del muro de empréstito. Según los criterios de aceptabilidad vistos, este daño se considera aceptable para el registro sintético utilizado. Por otro lado, el coeficiente pseudoestático de Saragoni también arroja un FS crítico aceptable para la situación, por lo que hay concordancia entre las simulaciones dinámicas y el análisis pseudoestático con el coeficiente sísmico según Saragoni en cuanto a daño aceptable se refiere.
- Los resultados de asentamiento en la cresta según FLAC<sup>3D</sup> y RS2, muestran nivel de concordancia, sobre todo para el punto del medio de la cresta del muro, aún habiendo utilizado metodologías diferentes en lo que respecta a amortiguamiento.
- Los métodos analíticos basados en el bloque deslizante usados subestiman el desplazamiento. No son consistentes con los modelos numéricos llevados a cabo.
- La fórmula de Swaisgood entrega un valor de asentamiento en la cresta del mismo orden de magnitud que el obtenido mediante modelamiento numérico, sin embargo, su error es importante, del orden de 20%-35% dependiendo de qué sector de la cresta se utilice para comparar.
- El método pseudoestático corresponde a un análisis de sencilla aplicación y no debería nunca reemplazar una simulación dinámica en una estructura geotécnica como la evaluada.

## 8.2 RECOMENDACIONES

El estudio llevado a cabo en esta memoria da pie para dar recomendaciones sobre trabajos futuros, así como recomendaciones al respecto.

Se recomienda analizar la sensibilidad de los desplazamientos obtenidos para varios tipos de sismo, considerando sus respectivos períodos de retorno. La idea de esto es ver la respuesta de la estructura bajo sismos de amplio contenido de frecuencias, grandes aceleraciones superficiales y de baja duración, etcétera.

Utilizar un modelo constitutivo más moderno y sofisticado, como los modelos NTUA-SAND, UBCHYST, de modo de simular de mejor manera la estabilidad dinámica de las arenas. Estos modelos constitutivos están disponibles en la web de Itasca, y la investigación, por consiguiente, se basaría en buscar parámetros para calibrar dichos modelos.

Realizar simulaciones *coupled* considerando presiones de poros en el muro. La idea de esto es averiguar la manera en la que el incremento de presión de poros puede afectar la estabilidad del muro, por medio de una simulación dinámica rigurosa.

Estudiar la posibilidad de otros modos de falla de la presa de relaves, tales como *piping* y su acción gatilladora a fallas de talud.

Respecto a análisis pseudoestático, estudiar mediante aceleraciones de respuesta en puntos de monitoreo, la creación de coeficientes sísmicos para lugares específicos de la presa según la aceleración que sufre un punto determinado.

Simular casos pseudoestáticos en FLAC, y estudiar si los desplazamientos obtenidos por este método son comparables a simulaciones dinámicas equivalentes.

Someter los criterios simplificados de cálculo de desplazamiento, a registros dados por las respuestas de aceleración a lugares específicos del muro. De esta forma, se calculan desplazamientos para una zona específica a partir de su respectiva aceleración, y de esta forma el cálculo es más realista, considerando que el muro amplifica la señal de diseño dependiendo de la locación.

## BIBLIOGRAFÍA

---

ANCOLD, 1999. Guidelines on tailings dams design, construction and operation. Australian National Committee on Large Dams.

Assimaki, D. (2000). Frequency and Pressure-Dependent Dynamic Soil Properties for Seismic Analysis of Deep Sites. MSc Thesis. Massachusetts Institute of Technology.

A R.Prettell, J. N. Dismuke (2016), Comparison of Simplified and Detailed Analysis for Assessment of Dynamic Displacement of Centerline Tailings Dam. Applied numerical modeling in geomechanics. Proceedings of the 4<sup>th</sup> Itasca symposium on applied numerical modeling, Mayo 7-9. Lima, Perú.

Atukorala U, Hawson H. Mylleville B. Williams R. (2014) Seismic design guidelines for dikes, 2<sup>nd</sup> edition. Ministry of forests, lands and natural resources operations. Flood Safety Section.

Barrera, S., & Campaña, J. (2004, November). Análisis de Estabilidad de Presas de Relaves. Práctica Chilena. In *V Congreso Chile de Ingeniería Geotécnica. Santiago, Chile* (pp. 28-30).

Barrera S., Valenzuela L. and Campaña, J., 2011. Sand Tailings Dams: Design, construction and operation, Tailings and Mine Waste 2011. John Wiley & Sons, Vancouver, pp. 1-13

Barrera S, Campaña J. (2003). Análisis de estabilidad de presas de relaves práctica chilena. Arcadis Geotécnica.

Bernal, Manuel. (2012). Estabilidad sísmica en presa de relave construida por el método de eje central. Memoria para optar al título de ingeniero civil. Universidad de Chile.

Chen W.F. Charles Scawthorn. (2003). *Earthquake Engineering handbook*, CRC press. Chapter 7.

Chopra, A.K. (1966). "Earthquake effects on dams", PhD. Dissertation, University of California, Berkeley.

Clough, R., & Penzien, J. (1993). *Dynamics of structures*. New York: McGraw Hill.

Cook, Robert (1995). *Finite Element Modeling for Stress Analysis*. University of Wisconsin Madison. John Wiley & Sons, INC.

Davis, R. O. Selvadurai, A. P. S. (2002). *Plasticity and Geomechanics*. Cambridge University Press.

Duncan, J. M., Wright S. G., Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability*. 2<sup>nd</sup> edition. Wiley.

Duncan, J. M., 1996. State of the art: Limit equilibrium and finite element analysis of slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 122(7): 577-596.

Eurocode 8 (2004) Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects", EN 1998-1995, Comité Européen De Normalisation (CEN), Brussels, Belgium

Fell, MacGregor, Stapledon, Bell, Foster (2015). *Geotechnical Engineering of Dams*, 2<sup>nd</sup> edition. CRC press.

Ferrer G. (2011). Estudio del comportamiento sísmico de relaves espesados mediante el análisis de columna unidimensional, considerando grietas de contracción. Tesis de magíster. Pontificia Universidad Católica de Chile.

Galaz, J. (2011). Estado del arte en disposición de relaves espesados. *Seminario RELPAS 2011, Santiago, Chile*.

GEO-SLOPE International Ltd. (2014). *Dynamic Modeling with QUAKE/W*. Calgary, Alberta, Canada.

Gover, S., & Hammah, R. (2013). A comparison of finite elements (SSR) and limit-equilibrium slope stability analysis by case study: geotechnical engineering. *Civil Engineering Siviele Ingenieurswese*, 21(3), 31-34.

Griffiths, D.V. and Fenton, G.A., 2007. Probabilistic Methods in geotechnical Engineering, International Centre for Mechanical Sciences -CISM courses and lectures. CISM, Udine, Italy, pp. 149

Griffiths, D.V. and Lane, P.A., 1999. Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique*, 49(3): 387-403.

Hamade, T., Saad, B. and Pouliot, S., 2011. Stochastic Analysis of Tailings Dams Stability Using Numerical Modelling, Pan-Am CGS Geotechnical Conference. Canadian Geotechnical Society, Toronto, Ontario, Canada, pp. 8

Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. "Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 1972; 98(7): 667-692.

ICOLD, 1989. *Selecting Seismic Parameters for Large Dams, Guidelines*, Bulletin 72, Committee on Seismic Aspects of Dam Design, ICOLD, Paris

ICOLD, 2001. Tailings Dams Risk of Dangerous Occurrences. Lessons learnt from practical experiences, ICOLD Series, pp. 1-98.

IITK-GSDMA Guidelines for seismic design of earth dams and embankments. (2005). Indian Institute of Technology Kanpur.

Itasca, (2004). *FLAC User's Guide*, Version 4.0, Itasca Consulting Group. Inc, Minnesota, USA.

Itasca, (2012). *FLAC<sup>3D</sup> User's Guide*, Version 5.0, Itasca Consulting Group. Inc, Minnesota, USA.

Jewell, R. (2006). Introduction to paste and thickened tailings. *Paste and thickened tailings - A guide, second edition, Australian Center of Geomechanics*, 3-9

Jibson, R.W. (1993). "Predicting Earthquake-Induced Landslide Displacements Using Newmark's Sliding Block Analysis." *Transportation Research Record*, No. 1411- Earthquake-Induced Ground Failure Hazards. Transportation Research Board. National Research Council. Washington, D.C. pp. 9-17.

Jitno, H., & Davidson, R. (2010). Earthquake-induced displacements of earth dams and embankments. *Australian Geomechanics*, 45(3), 65.

Kramer Steven L., (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice-Hall civil engineering and engineering mechanics series.

Lee, Abramson, Thomas, Sharma, Boyce, (2002). Slope Stability and Stabilization Methods. Second Edition, John Wiley & Sons, inc.

Lysmer, J., Kuhlmeyer, R.L. (1969). Finite element method for infinite media, Journal of Engineering Mechanics ASCE, Vol. 95, No. EM4, pp. 859-877

Marcuson. W, Hynes M. Franklin A. G. (2007). Seismic Design and Analysis of Embankments Dams: The state of practice. Department of civil Engineering and Engineering Mechanics, Columbia University.

Mejia L. H. Dawson, E. M. (2006). Earthquake Deconvolution for FLAC. 4th International Symposium on Numerical Modeling in geomechanics 2006. Paper 04-10.

Mittal, H.K. and Morgenstern, N.R., 1976. Parameters for the Design of Tailings Dams Geotechnical and Geological Engineering, 12: 235-261.

Modeling Methods for Silent Boundaries in Infinite Media Mike Ross 26 February 2004  
ASEN 5519-006: Fluid-Structure Interaction Aerospace Engineering Sciences-  
University of Colorado at Boulder

Mosquera Jenyfer, (April 2013). *Static and Pseudo-static stability analysis of tailings storage facilities using deterministic and probabilistic methods*. Department of Mining and Materials Engineering. McGill University, Montreal. Master of Eng Thesis.

Murphy, P. (2010). Evaluation of Analytical Procedures for Estimating Seismically Induced Permanent Deformation in Slopes. PhD Thesis. Drexel University.

Oboni, F. Oboni, C. (2014). Factual and foreseeable reliability of tailings dams and nuclear reactors: a societal acceptability perspective.

Peterson, J.L., 1999. Probability Analysis of Slope Stability, College of Engineering and Mineral Resources, University of West Virginia, Morgantown, West Virginia, 91 pp.

Rachez, X., Billiaux, D., & Hart, R. (2002). Slope Stability Analysis with an Integrated Shear Strength Reduction Algorithm. In *Proc. 5th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE)* (pp. 731-736).

Rauch, A. (may 5, 1997). *An empirical method for predicting surface displacements due to liquefaction-induced lateral spreadings in earthquakes*. PhD thesis Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University Chapter 4.

Rocscience, 2006. Slide 6.0 2D limit equilibrium slope stability analysis, Atlanta, pp.29.

Rocscience, 2007. Phase2. 2D finite element analysis for excavations and slopes.

Saad, B., 2008. Transient coupled analysis of upstream tailings disposal facilities construction, McGill University, Montreal, Quebec, Canada, 342 pp.

Sernageomin (2003). Guía de buenas prácticas ambientales para la pequeña minería.

Sernageomin (2007). D.S 248 del Servicio Nacional de Geología y Minería, M. d. M.

(2007). Decreto supremo248 - reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves.

Salgado, R. (2007). Engineering of Foundations. McGraw Hill. Purdue University.

Saragoni, G.R. 1993. "Análisis del Riesgo Sísmico para la Reconstrucción del Puerto de Valparaíso", 6tas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Vol II, pp. 165-178, Santiago, Chile.

Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*, Wiley, New York.

Terzaghi, K., Peck, R.B., & Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice (Third Ed): John Wiley & Sons.

U.S Environmental Protection Agency. (1994). Design and Evaluation of Tailings Dams. Technical Report. Office of solid waste, Washington, DC 20460.

U.S. EPA, 1994. Design and evaluation of tailings dams. Technical Report. In: O.o.S.W. U.S Environmental Protection Agency, Special Waste Branch (Editor). EPA, Washington D.C.

Verdugo, R. (1997). Compactación de relaves. *4° Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Vol. 1, pp. 29-41.

Verdugo, R., Campaña, J., Valenzuela, L., (2017). Chilean practice on large tailings dams constructed on high seismic environment. 16 th World Conference on Earthquake Engineering.

Warren, T., & Briony, H. (2006). Making tailings disposal sustainable: a key business issue. *Paste and thickened tailings - A guide, second edition, Australian Center of Geomechanics*, 13-22

Wieland, M., & Brenner, R. P. (2008). Current seismic safety requirements for large dams and their implication on existing dams. In *Proc. Int. Symposium on Operation, Rehabilitation and Upgrading of Dams, 76th Annual ICOLD Meeting, Sofia, Bulgaria*.

Williams, DA & Williams, DJ (2004). 'Trends in tailings storage facility design and alternative disposal methods', *Proceedings of ACMER Workshop on Design and Management of Tailings Storage Facilities to Minimise Environmental Impacts During Operation and Closure* (p. 28), Australian Centre for Minerals Extension and Research, Brisbane

Xu, B. and Low, B., 2006. Probabilistic Stability Analyses of Embankments Based on Finite Element Method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(11): 1444-1454



# ANEXOS

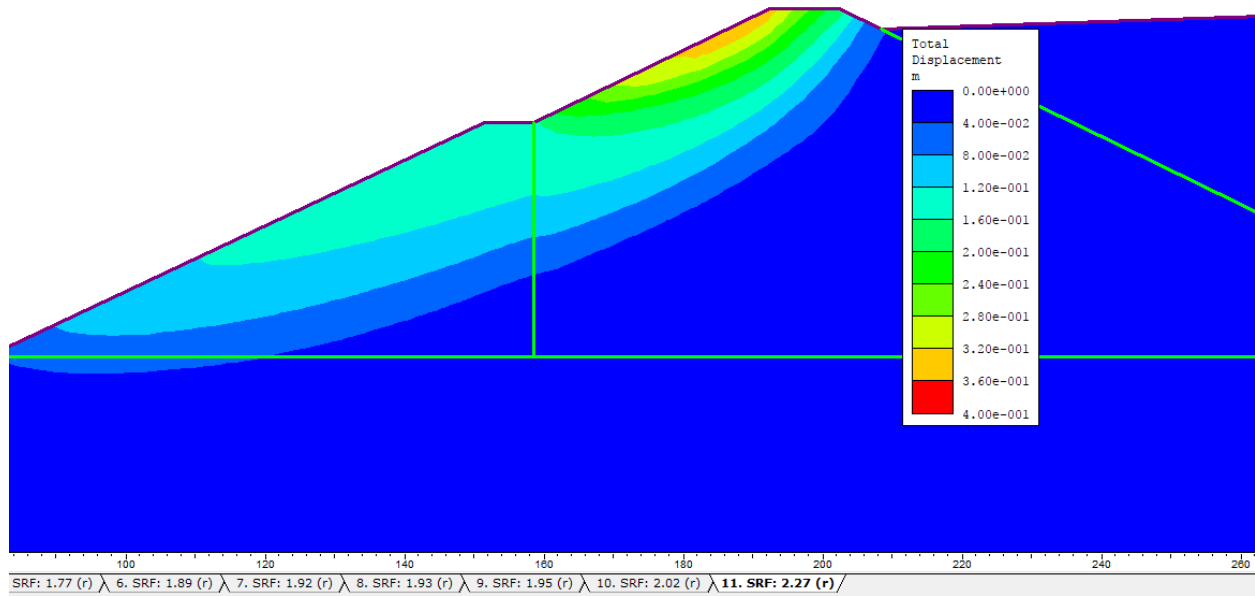


Figura 59 Stage de SRF=2.27 para el caso estático. Se aprecia que el modo de falla abarca una superficie más grande, involucrando movimiento del material de cantera.